IL CONCEDENTE

Regione Emilia-Romagna

IL CONCESSIONARIO

ARC AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA

AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA

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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

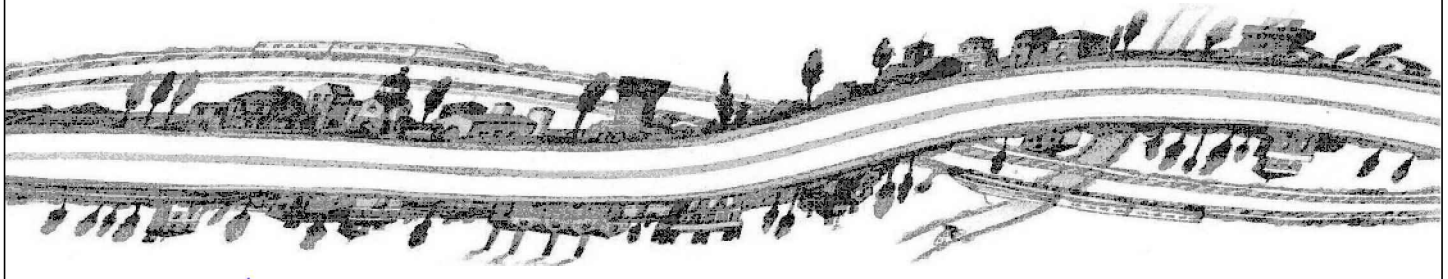
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRENSIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

IDROLOGIA E IDRAULICA

IDRAULICA CORSI D'ACQUA PRINCIPALI

CAVO LAMA

RELAZIONE IDRAULICA CAVO LAMA



IL PROGETTISTA

Ing. Riccardo Telò

Albo Ing. Parma n° 1099

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. * PARMA * Dott. Ing. RICCARDO TELO' 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

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
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

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
0672	PD	0	A10	AWS04	0	WW	RI	01	B

DATA: AGOSTO 2019

SCALA: varie

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DEL CONCEDENTE. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF ARCCOS CONSORTIUM. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTE BY LAW.

I N D I C E

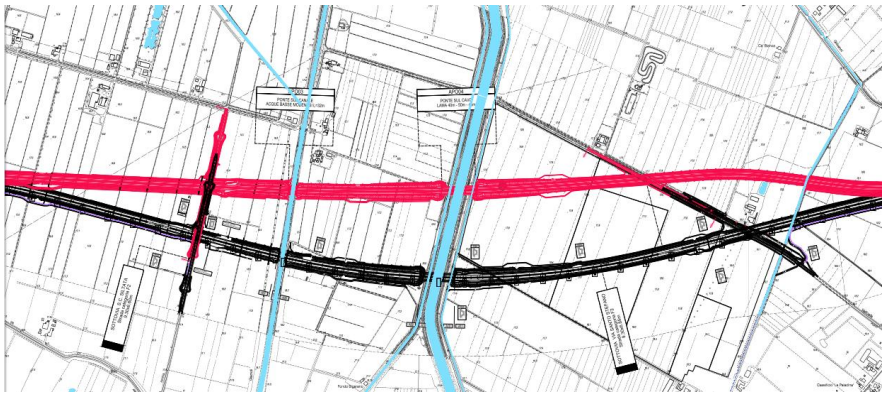
1. PREMESSA 2
2. INQUADRAMENTO NORMATIVO 3
3. PRESCRIZIONI DEL CONSORZIO DELL'EMILIA CANTRALE 4
4. CRITERI GENERALI 5
4.1. Articolazione dello studio 5
5. L'APPLICAZIONE DEI MODELLI UTILIZZATI 7
5.1. Il modello per la propagazione dell'onda di piena 7
5.2. Modello di infiltrazione nel corpo arginale per evitare il sifonamento 10
6. AMBITO DI RIFERIMENTO 12
6.1. Il comprensorio di Bonifica 12
6.2. Tracciato autostradale interferente con il corso d'acqua 14
7. INQUADRAMENTO TERRITORIALE CAVO LAMA 15
7.1. Caratteristiche idrografiche e morfologiche del Cavo Lama 15
7.2. Caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo e tendenza morfo-evolutiva 15
8. DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO E DELLE CONDIZIONI DI VALLE 20
9. VERIFICHE IDRAULICHE 23
9.1. Attraversamento ed opere idrauliche connesse 23
9.2. Verifica di compatibilità idraulica stato di fatto/statI di progetto 24
9.2.1. Verifica del franco di sicurezza dell'attraversamento 25
9.2.2. Valutazione della compatibilità idraulica 28
9.3. Verifica di compatibilità idraulica in presenza di opere provvisionali 32
9.4. Valutazione dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere 33
10. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA 39
11. VERIFICA AL SIFONAMENTO E FILTRAZIONE 41
11.1. Verifica in assenza di opere di contenimento dei processi di filtrazione 46
11.2. Verifica con diaframma profondo 10 m 48
11.3. Verifica con diaframma profondo 20 m 50
11.4. Dimensionamento diaframmi idraulici 53
12. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE 54

1. PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto Definitivo dell'Autostrada Regionale Cispadana e si propone di definire le grandezze idrauliche di riferimento e, di conseguenza, di stabilire gli interventi e gli accorgimenti da adottare, al fine di garantire la compatibilità tra la infrastruttura di attraversamento con il Cavo Lama.

Questo percorso progettuale è stato coordinato e condiviso con l' Ente Gestore dei corso d'acqua interessato dall' interferenza (Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale) e tiene conto delle prescrizioni impartite durante la Conferenza dei Servizi sul Preliminare e sul Definitivo durante la procedura di VIA. Per tale motivo il presente progetto è stato integrato ed aggiornato:

1. dalle prescrizioni impartite durante la C.D.S. sul Progetto preliminare (Dicembre 2011)
2. dalle prescrizioni del Ministero Dell'ambiente e della Tutela del Territorio e del mare con Decreto n 190 del 25/07/2017,
3. dalle prescrizioni di AIPO del 02/07/2013 prot 0024581,
4. 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.
5. secondo le ottimizzazioni impartite dalla Regione e dallo stesso Consorzio ARCOS funzionali alla semplificazione dell'opera nel suo complesso.



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 ed il viadotto autostradale è stato leggermente spostato verso Nord di circa 350m nell'ambito della *"**Variante Castrum di Novi**"*. Il progetto corredato da studi ed analisi idrauliche, ha 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 e corso d'acqua nel rispetto delle prescrizioni impartite.

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_000_00000_0_GE_KT_01_B_B Elenco delle Normative di Riferimento.

Lungo tutto lo sviluppo dell'analisi e della progettazione idraulica dell'attraversamento in oggetto ci si è, inoltre, attenuti e riferiti a tutto l'insieme di indicazioni e prescrizioni (Norme di polizia idraulica) impartire dall'ente gestore (Consorzio di Bonifica), con i quali è stato attivato un positivo confronto.

3. PRESCRIZIONI DEL CONSORZIO DELL'EMILIA CENTRALE

Il Progetto Definitivo del 2012, a corredo della procedura di VIA, è stato sottoposto a parere idraulico da parte del Consorzio dell'Emilia Centrale, che con nota del 09/09/2013 prot. 2013U0010332, del 04/05/2016 prot 2016U0007663 e del 10/06/2019 prot. 2019E0009836, esprimeva parere favorevole all'opera subordinandola al recepimento delle seguenti prescrizioni:

- garantire la continuità e la conservazione della viabilità gestionale e di collegamento EST-OVEST delle banche manutentive esterne e delle sommità arginali;
- il rivestimento delle scarpate con scogliere in massi calcarei sotto i viadotti ed oltre a mone ed a valle per 10ml;
- i diaframmi debbono essere in CA

Si tratta di prescrizioni interamente recepite nel presente progetto

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 rilievo delle sezioni trasversali aggiornato al 2011 proprio nell'ambito della presente progettazione definitiva, ha permesso, inoltre, di definire la geometria del corso d'acqua nel tratto oggetto di studio.

Fase 2^: Analisi idraulica del corso d'acqua

L'analisi idrologica ed idraulica effettuata per il cavo Lama rispecchia le considerazioni fatte per i diversi ambiti territoriali esaminati per le verifiche idrauliche delle diverse porzioni del tracciato autostradale, in quanto ciascuna di esse presenta peculiari caratteristiche morfologiche e climatologiche che modificano i parametri idrologici connessi alla formazione ed al deflusso delle piene.

La particolare caratteristica dei corsi d'acqua di bonifica risiede nella loro funzionalità e negli usi a cui sono preposti; l'ambivalenza delle funzioni di scolo ed irrigazione rende non poco difficile l'analisi idrologica in quanto, a rigore, essi vanno studiati sotto il profilo della funzione di drenaggio delle acque meteoriche, tuttavia essi sono utilizzati, soprattutto nelle stagioni primaverili ed estive, anche per irrigazione mantenendo alti i livelli in alveo e riducendo la capacità di assorbimento di eventi pluviometrici importanti. Ai fini della caratterizzazione dei deflussi dei canali principali è stata predisposta una modellazione matematica dei deflussi volta ad individuare i livelli idrometrici da assumere a riferimento per la progettazione dei manufatti di attraversamento.

La soluzione adottata per l'attraversamento è stata discussa e concordata con il Consorzio di bonifica competente con il quale il confronto diretto ha consentito di approfondire le problematiche dell'intervento, nonché di rispettare le preliminari prescrizioni di carattere generale che sono state fornite.

Lo studio è stato condotto adottando parametri progettuali e di verifica cautelativi, estendendo le prescrizioni tecniche stabilite dall'Autorità di bacino per il Po nell'ambito del PAI anche sui canali principali. Tra i

parametri progettuali si è scelta come condizione più critica la funzione di scolo. La portata massima assunta e calcolata tramite una procedura modellistica matematica, è in linea con le indicazioni del Consorzio ed in particolare con le risultanze dello studio condotto dall'ing. Marinelli su incarico dello stesso Consorzio. Tali valori sono stati ricavati tramite il procedimento di calcolo della portata massima portata sostenibile dal tronco rilevato all'interno del quale ricadono le infrastrutture di attraversamento, incrementata per poter risolvere i tratti di maggior criticità.

Infatti le verifiche sono state impostate anche nell'ipotesi di adeguamento arginale lungo buona parte del tratto di corso d'acqua analizzato.

L'analisi idraulica è stata condotta mediante modellazione matematica in moto permanente, si sono indagate e confrontate la condizione attuale, stato di fatto e le condizioni future, stati di progetto.

Fase 3^: 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 diaframmature all'interno dei corpi arginali, ai fini di garantire la stabilità e la tenuta del presidio idraulico.

Fase 4^: Progettazione delle opere di presidio idraulico

Sulla base delle risultanze delle analisi idrauliche si è, quindi, proceduto alla definizione delle opere di presidio idraulico necessarie a garantire sia l'officiosità 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 Cavo Lama è stata condotta un'analisi idraulica mediante modellazione numerica monodimensionale. La ricostruzione in formato digitale delle morfologie dell'alveo, delle arginature e delle aree limitrofe si è basata sui dati geometrici desunti dal rilievo topografico realizzato ad hoc per questa fase progettuale.

Il confronto tra le dinamiche idrauliche nello stato di fatto ed in quello di progetto, che prevede la realizzazione del tracciato autostradale 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 scatolari, 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

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

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

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

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

$$q = ki$$

dove

q è la portata specifica;

k è la conducibilità idraulica;

i è il gradiente del carico idraulico totale.

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

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

dove

H è il carico idraulico totale;

k_x è la conducibilità idraulica nella direzione orizzontale;

k_y è la conducibilità idraulica nella direzione verticale;

Q è la condizione di flusso al contorno;

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. Il comprensorio di Bonifica

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

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

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

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

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

Le acque basse scorrono al di sotto di tale quota nella parte settentrionale, e sono immediatamente

riconoscibili per l'assenza di argini. Nei punti di incrocio fra canali di acque alte e canali di acque basse, queste ultime passano al di sotto delle prime tramite apposite botti. Le acque basse, quindi, confluiscono in due canali di scolo principali: il Collettore Acque Basse Reggiane e il Collettore Acque Basse Modenesi. Questi si riuniscono poi in un Canale Emissario che sottopassa il cavo Parmigiana-Moglia alla botte S.Prospero, e convoglia le acque basse al Secchia presso l'impianto idrovoro di S. Siro.

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

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

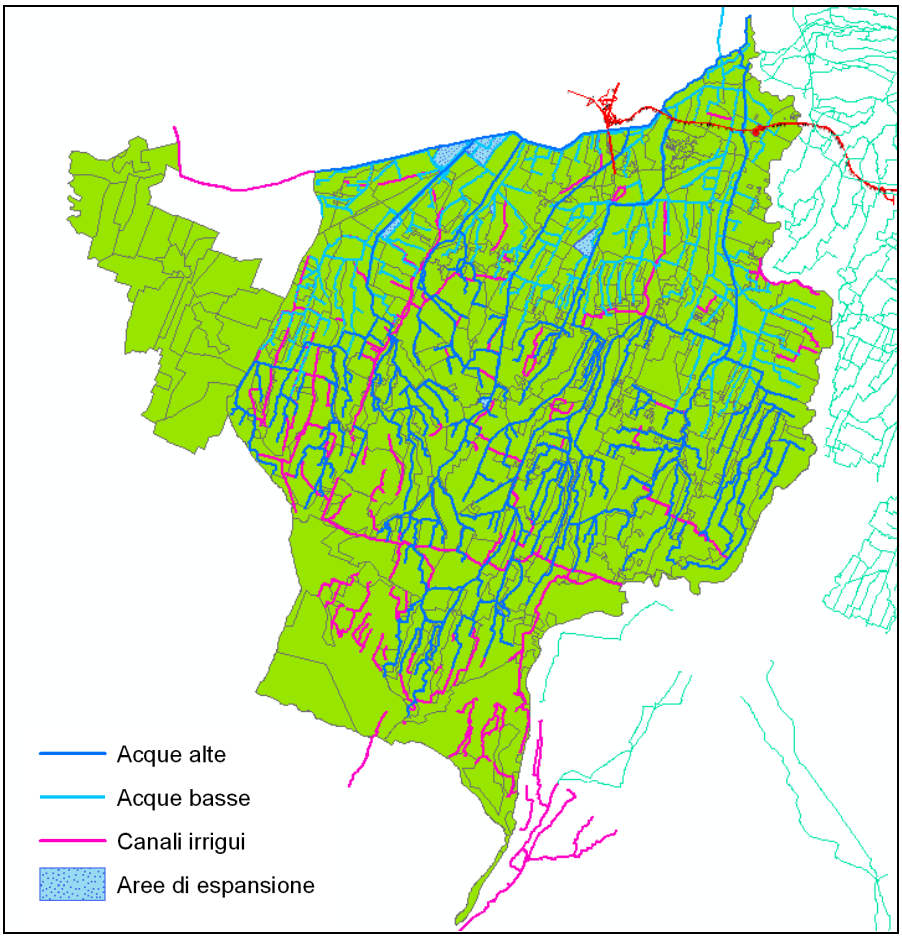


FIGURA 6-1: TERRITORIO DELL'EX BONIFICA PARMIGIANA MOGLIA - SECCHIA

Il tracciato in progetto interessa la porzione di pianura del comprensorio, caratterizzato da una morfologia piatta sulla quale si ergono i modesti rilevati naturali dei dossi di pianura ed artificiali delle arginature o rilevati infrastrutturali, strade e ferrovie. La campagna è prevalentemente destinata a seminativi con presenza di frutteti e vigneti ed altre colture arboree, mentre i centri abitati non sono particolarmente frequenti.

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

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

6.2. Tracciato autostradale interferente con il corso d'acqua

Il tracciato autostradale in progetto inizia al casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 "Autostrada del Brennero" per poi proseguire fino 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 quasi 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 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 CAVO LAMA

7.1. Caratteristiche idrografiche e morfologiche del Cavo Lama

Il bacino imbrifero del Cavo Lama occupa una porzione della pianura Modenese pari a circa 125 km^2.

Di questi 13 km^2 sono costituiti dalle aree urbane dei Comuni di Rubiera, Campogalliano e Soliera.

In totale il cavo Lama è lungo quasi 40km e presenta una pendenza prossima al 0,04%

Nel tratto interessato dal viadotto autostradale in progetto, in adiacenza al corso d'acqua principale scorrono anche due canali secondari, rispettivamente il Canale di Gruppo in sponda sinistra ed il Cavetto S. Stefano in sponda destra. Nella tabella seguente vengono esposte le principali caratteristiche fisiche del bacino del cavo Lama chiuso alla sezione di attraversamento del tracciato autostradale in progetto.

Area del bacino	125	km^2
Lunghezza dell'asta principale	31.5	km
Elevazione massima del bacino	48	m s.l.m.
Elevazione della sezione di chiusura	16.4	m s.l.m.
Distanza dalla foce	3.9	km

TABELLA 7-1: CAVO LAMA - CARATTERISTICHE FISICHE ALLA SEZIONE DI ATTRAVERSAMENTO DEL VIADOTTO CISPADANA

7.2. Caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo e tendenza morfo-evolutiva

Il canale in esame, nel tratto di interesse, risulta delimitato da un sistema di arginature continuo su entrambe le sponde e presenta dislivelli, tra il fondo dell'alveo e la testa degli argini, dell'ordine di 5-7 m. Il tratto oggetto di simulazione numerica si estende da circa 1600 m a monte del viadotto in progetto fino a circa 1900 m a valle dello stesso, per una lunghezza totale di circa 3.5 km.

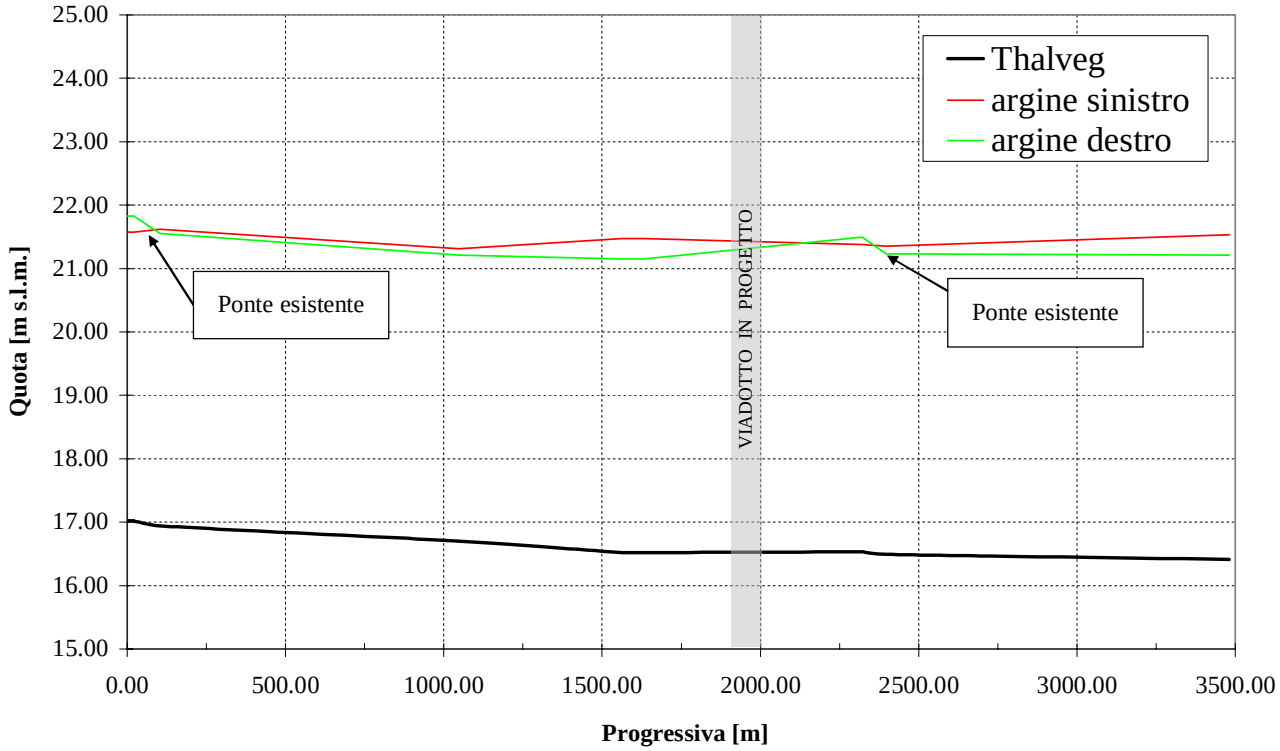


FIGURA 7-1: ANDAMENTO DEL THALWEG E DELLE ARGINATURE DEL CAVO LAMA NEL TRATTO ANALIZZATO

Il materiale d'alveo è materiale fine di base limosa, e sulle banche il terreno è colonizzato da fitto e costante cotico erboso ed assenza di vegetazione superiore arbustiva o arborea. Le arginature sono in erba senza difese idrauliche.

Il rilievo topografico specificatamente condotto sul tratto d'interferenza si compone di 9 sezioni trasversali ortogonali al canale ed estese oltre il ciglio spondale ad individuare il piano della campagna esistente.

Nel tratto rappresentato sono presenti il ponte di Via Santo Stefano e quello sulla S.P.n°8.

FIGURA 7-2: CAVO LAMA ALLA SEZIONE D'INTERFERENZA

Nell'ambito del progetto sono state svolte indagini specialistiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche idrografiche ed ambientali del corso d'acqua; si riporta nel seguito la scheda di censimento da cui emergono tali rilevamenti.

CODICE	***A01A041***
NOME	***CAVO LAMA***

DATA RILIEVO	*10/08/2011*
PROPRIETA'	*demaniale*
ENTE GESTORE	*CONSORZIO DI BONIFICA DELL'EMILIA CENTRALE*
LOCALITA'	*Novi di Modena*

COMUNE	*Novi di Modena*	
PROVINCIA	*MO*	
PROGRESSIVA	*09+897*	
FOTOGRAFIE	*A01A041_1*	*A01A041_2*

UBICAZIONE	GAUSS BOAGA X	*1653441.28*
	GAUSS BOAGA Y	*4973900.09*
CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE	BACINO (m²)	*125.000.000*
	LUNGHEZZA (m)	*40.000*
	SORGENTE	*Loc. Ospedaletto (RE)*
	FOCE	*Fiume Secchia*
CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE	TIPO TRACCIATO	*arginato*
	TIPO SEZIONE	*in scavo*
	TIPO ALVEO	*alveo artificiale arginato a sezione trapezoidale*
	EROSIONI	*assenza di erosioni*
CARATTERISTICHE CORSO D'ACQUA	RANGO	*principale*
	USO	*promiscuo*
	GRANULOMETRIA	*limo argilloso*
	AMBIENTE FLUVIALE	*vegetazione spondale erbacea con presenza di macrofite - vegetazione riparia erbacea*
CARATTERISTICHE DEL PAESAGGIO	TERRITORIO CIRCOSTANTE	*campagna aperta*
CARATTERISTICHE IDRAULICHE	CONDIZIONI AL CONTORNO	*corrente lenta: pendenza di moto uniforme a valle*
	SCABREZZA (m^1/3/s)	*22-25*
NOTE		*ponti e viadotti stradali*

COD	***A01A041***	NOME	CAVO LAMA

FOTOGRAFIA	*A01A041_1*

FOTOGRAFIA	*A01A041_2*

8. DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO E DELLE CONDIZIONI DI VALLE

Analogamente agli altri corsi d'acqua esaminati nel presente Progetto Definitivo anche il Cavo Lama solca una regione fluviale tipica dei territori di bassa pianura caratterizzati da una campagna piatta inframmezzata da rilevati stradali e da alcuni dossi di pianura.

La campagna è destinata a seminativi e l'urbanizzazione si attesta ormai sul 10% dell'intero bacino idrografico afferente.

Il bacino idrografico afferente presenta suoli di prevalente matrice poco permeabile con dominanza di limi sabbiosi ed argille intervallati da lenti di sabbie. La falda freatica, inoltre, è quasi superficiale nei pressi del tracciato in progetto, presenta profondità modeste, mentre si approfondisce procedendo verso monte.

L'uso del suolo è stato ricavato per il bacino imbrifero afferente, suddiviso nei sottobacini destro e sinistro, la cui chiusura fisiografica avviene in corrispondenza dell'attraversamento Cispadana. L'analisi è stata condotta con riferimento alla Carta dell'uso del suolo della Regione Emilia Romagna

Le analisi idrologiche condotte in fase di progetto preliminare, che hanno individuato coefficienti udometrici omogenei per i bacini dei corsi d'acqua insistenti sul medesimo ambito territoriale in sinistra Secchia, in virtù della caratterizzazione morfologica comune e della vicinanza geografica che implica una similitudine delle caratteristiche pluviometriche, sono state integrate prendendo a riferimento il recente studio condotto nel 2005 dall'ing. A. Marinelli per conto dell'allora Consorzio di Bonifica della Parmigiana Moglia e Secchia.

Questo studio è composto da 2 parti: nella prima sono state preliminarmente analizzate le precipitazioni del periodo 1968 – 2004 su diverse stazioni pluviometriche, quindi sono state definite le relative curve di possibilità pluviometrica per porzioni omogenee del bacino. Successivamente è stato effettuata l'analisi dettagliata del sistema idraulico in regime di scolo dei canali investigati ed all'individuazione di interventi infrastrutturali e della logica gestionale degli impianti e delle paratoie volti a ottenere una migliore sicurezza idraulica del territorio. Soprattutto nella seconda parte l'ing. A. Marinelli ha focalizzato l'attenzione sui tratti di maggior criticità esponendo per ognuno di essi azioni volte alla mitigazione. Grazie all'utilizzo di un modello di simulazione SWMM, tra l'altro utilizzato anche nel presente Progetto Definitivo per il calcolo degli scoli generati dalla piattaforma stradale e calibrato su casi realmente accaduti, ha stimato valori di portata critici per singolo canale investigato in funzione delle azioni comportamentali ad esso associabili e legate alla gestione delle chiaviche e paratoie.

Tabella 2.2. 16 – Caratteristiche principali del cavo Lama e del bacino afferente

Codice canale	Nome	Tratto	Progressiva	Sezione	Lunghezza (m)	Pendenza media	Volume geometrico (mc)	Q_{unif} (mc/s)	Area afferente al tratto (ha)	Area afferente totale (ha)
A6000	CAVO LAMA	da monte a confl f. Viareggio	38858 - 32686	TRAP0.6x1.4-1	894	0.0004	2 682	1.2	509.75	509.75
				TRAP0.9x1.4-1	2 304		6 912	1.5		
				TRAP0.9x1.2-1.25	1 703		3 406	0.9		
				TRAP1.5x1.0-1.5	455		910	0.9		
				TRAP1.8x1.9-1.5	816		4 080	3.0		
		da confl f. Viareggio a confl f. Dugaro Piccolo	32686 - 31779	TRAP1.8x1.9 - 1.5	907		4 535	3.0	47.21	670.51
		da confl f. Dugaro Piccolo a confl f. Dugaro Grande	31779 - 31828	TRAP1.8x1.9 - 1.5	172		860	3.0	15.16	783.40
		da confl f. Dugaro Grande a confl s. Lametta	31828 - 29451	TRAP1.8x1.9 - 1.5	1 163		5 815	3.0	142.26	1101.24
				TRAP2.0x2.3 - 1.5	993		7 944	5.1		
		da confl s. Lametta a confl s. Alzata	29451 - 26779	TRAP2.0x2.3 - 1.5	376		3 008	5.1	156.75	1565.33
				TRAP2.0x1.9 - 1.5	1 048		6 288	3.6		
				TRAP2.0x2.7 - 1.5	1 248		12 480	7.0		
		da confl s. Alzata a confl c. Paussolo	27000 - 24449	TRAP2.0x2.7 - 1.5	579		5 790	7.0	136.69	2077.90
				TRAP2.0x2.3 - 1.5	713		5 704	5.1		
				TRAP2.0x2.8 - 1.5	1 038		11 418	7.5		
		da confl c. Paussolo a confl c. Gargallo Superiore	24449 - 23736	TRAP2.0x2.8 - 1.5	386		4 246	7.5	41.83	3917.63
				TRAP2.0x2.5 - 1.5	327		2 943	6.0		
		da confl Gargallo Sup a f. Gabriella	23736 - 23462	TRAP2.0x2.5-1.5	274		2 466	6.0	16.07	4383.72
		da confl f. Gabriella a confl Gargallo di Mezzo	23462 - 22938	TRAP3.0x3.0-1.5	524		7 860	11.6	30.74	4689.63
		da confl Gragallo di Mezzo a confl c. Carpi V	22938 - 20764	TRAP3.0x3.0-1.5	253		3 795	11.6	157.54	5187.92
				TRAP3.0x2.9-1.5	589		8 246	10.9		
				SP_A6000_20930	1 332		49 284	34.4		
		da confl c. Carpi V a confl diversivo Gherardo	20764 - 16675	SP_A6000_20930	398		14 726	34.4	0.00	5877.95
				SP_A6000_19874	2 105		77 885	30.7		
				SP_A6000_17215	1 807		108 420	65.0		
		da confl Diversivo Gherardo a confl div. Fossa Nuova cavata	16675 - 16005	SP_A6000_17215	670		40 200	65.0	0.00	9862.62
		da confl div Fossa Nuova Cavata immissione in cavo scaricatore	16005 - 0	SP_A6000_15965	2 844		182 016	66.8	0.00	**12209.76**
				SP_A6000_8712	5 559		655 962	141.8		
				SP_A6000_6968	3 457		383 727	129.0		
				SP_A6000_1284	3 368		478 256	170.3		
				SP_A6000_20	777		148 407	235.5		

TABELLA 8-1: CAVO LAMA - CARATTERISTICHE PRINCIPALI (DA STUDIO MARINELLI)

Le portate di riferimento adottate per la modellazione idraulica si riferiscono a quelle massime sostenibili all'interno, rispettivamente, della configurazione attuale del canale in prossimità dell'attraversamento in progetto e della configurazione che prevede l'adeguamento arginale dei tratti che nel limitano il deflusso. Tali portate di progetto valgono, rispettivamente:

1. massima portata sostenibile a franco nullo lungo l'intero tratto esaminato Q_{MS1}=68 m^3/s;
2. massima portata sostenibile a franco nullo in corrispondenza della sezione di attraversamento Cispadana Q_{MS2}= 120 m^3/s ovvero adeguamento in quota dei tratti di maggior criticità;

La condizione al contorno viene fissata alla sezione di valle del tratto modellato e si traduce in un livello pari

a 21.04 m s.l.m. La determinazione dei parametri idraulici sopraesposti è stata eseguita attraverso le procedure di calcolo che verranno esposte nel successivo Capitolo 9.

Nel tratto oggetto di intervento il corso d'acqua ha andamento rettilineo e si sviluppa tendenzialmente da Sud verso Nord.

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).

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 del tratto d'alveo e brusche variazioni di geometria della sezione;
- caratterizzazione della copertura vegetale presente nelle zone spondali.

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.

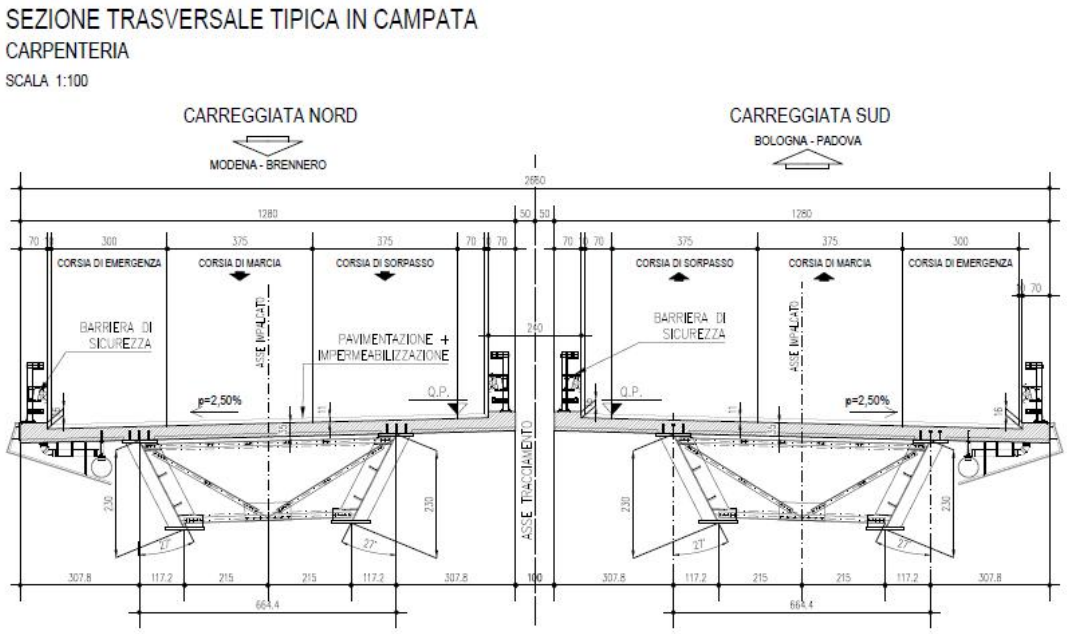
I valori provenienti dalla modellazione idraulica sono stati ottenuti, assumendo un coefficiente di Strickler dell'ordine di 25 $m/s^{1/3}$.

9. VERIFICHE IDRAULICHE

9.1. Attraversamento ed opere idrauliche connesse

Il Ponte sovrappassa il cavo Lama, in Comune di Novi di Modena in Provincia di Modena, ed è posto alla Progr. 6+773 (Spalla Ovest). Esso è composto da tre campate di luci pari a 40.0 – 50.0 – 40.0 m (distanza tra asse appoggi da Spalla Ovest), per una lunghezza totale di 130 m. Esso risulta pressoché ortogonalmente rispetto al canale, dal momento che l'angolo tra asse del tracciato e normale al corso d'acqua è inferiore a 10°.

Alla sezione in corrispondenza dell'attraversamento in progetto il Cavo Lama presenta una sezione complessa con alveo inciso, banche laterali e arginature di oltre 3.5 m sul piano campagna ed è in grado di scolare una portata di 68 metri cubi al secondo, fungendo da scolo di tutte le acque provenienti da un'area complessiva di circa 160 km². Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati, entrambi di larghezza totale pari a totale pari a 12.80 m. I due impalcati sono posti ad una distanza di 1.00 m l'uno dall'altro e possiedono la medesima pendenza trasversale, pari al 2.50%.



Il plinto di fondazione di dimensioni 7.80x10.80m e spessore 1.50m, è disposto su n° 14 diaframmi di dimensione 2.5x1.0m ciascuno, disposti come indicato in figura.

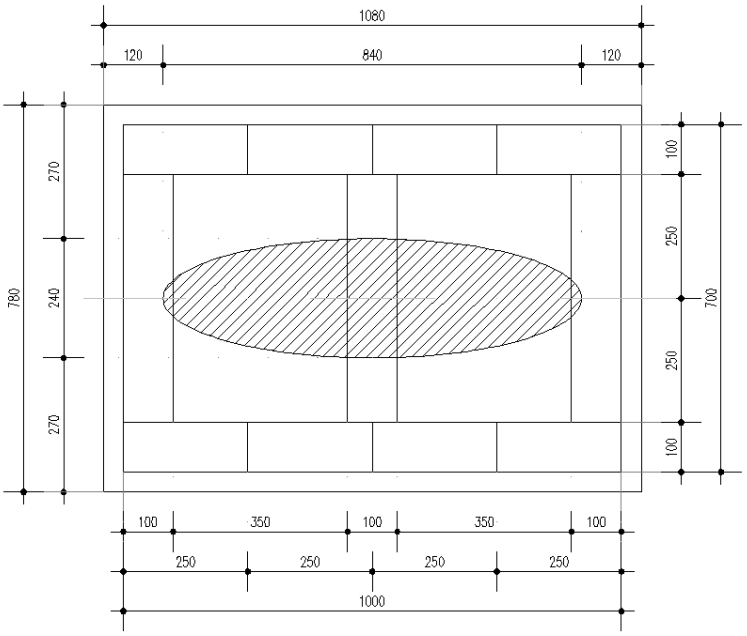


FIGURA 9-1: FORMA DELLE PILE

L'intradosso dell'impalcato, a seguito di quanto concordato tra ARCOS e Consorzio, è stato imposto ad una quota pari a 22.56 m s.l.m. garantendo un franco idraulico in linea con le prescrizioni impartite dalle Direttive e Norme cogenti e consentendo il ringrosso arginale fino a quota 21.47 m.s.l.m (sponda sx) e 21.26 m s.l.m. (sponda dx).

La continuità monte-valle per i mezzi di gestione e manutenzione è garantita in corrispondenza delle banche arginali lato campagna, con la realizzazione di un tratto di pista di servizio su ciascuna sponda, avente un pacchetto composto da 25 cm di misto granulare e 30 cm di terreno stabilizzato a calce. L' altezza utile di transito sotto al viadotto è pari a 4.89 m in sponda destra e 4.93 m in sponda sinistra e sono previste rampe di raccordo a monte e a valle del ponte per consentire la salita e la discesa dalla sommità arginale delle macchine addette alla manutenzione Nel tratto d'interferenza dell'infrastruttura viaria con il corso d'acqua si prevede, inoltre, 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 per una lunghezza complessiva di 50 m circa. Si rimanda al paragrafo 10 una descrizione approfondita dei presidi idraulici progettati.

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

Ai fini modellistici, le condizioni di riferimento per la verifica del viadotto in progetto sono le seguenti:

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

- stato di progetto 1, che prevede l'introduzione del viadotto in progetto e la realizzazione di ringrossi arginali;
- stato di progetto 2, che oltre a prevedere l'introduzione del viadotto in progetto tiene conto della possibilità che vengano realizzate opere di adeguamento spondale nel tratto modellato a monte e a valle dell'attraversamento in progetto.

Per l'implementazione degli scenari sopra esposti, i parametri idraulici di calcolo sono:

- rappresentazione geometrica del corso d'acqua: ricavata dal rilievo topografico eseguito ad hoc per la progettazione definitiva (2011) , nonché, per lo stato di progetto, dalla geometria del viadotto previsto;
- scabrezza di alveo e sponde: si sono differenziate le scabrezze per il fondo alveo e sponde inferiori, più spoglie di vegetazione, rispetto a quella della banca e sponde superiori oltre a differenziare i valori per le opere in calcestruzzo (ponti); i valori adottati sono quelli proposti dall'Autorità di bacino del fiume Po nell'ambito della Direttiva 4 (ricavati da "Open–Channel Hydraulics" - Chow, 1959);
- portate di riferimento, assunte come portate massime ammissibili nelle diverse configurazioni sopra esposte rif. Cap. 8

La tabella ed i grafici seguenti illustrano i risultati ottenuti andando ad individuare sia la portata massima ammissibile lungo tutto il tratto simulato nella configurazione morfologica attuale, sia la condizione critica per il viadotto in progetto nelle configurazioni di progetto.

Le risultanze delle propagazioni nelle configurazioni simulate consistono nell'esporre 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 dell'attraversamento

Stato di fatto

In questa configurazione è stato simulato il tratto di corso d'acqua in oggetto in occasione del raggiungimento del massimo livello di piena sostenibile nella configurazione morfologica attuale.

Con le condizioni al contorno sopra indicate la Qms del Cavo Lama risulta pari a 68 m^3/s e il livello raggiunto dalla piena di progetto nella sezione immediatamente a monte del ponte è pari a 21.11 m s.l.m.

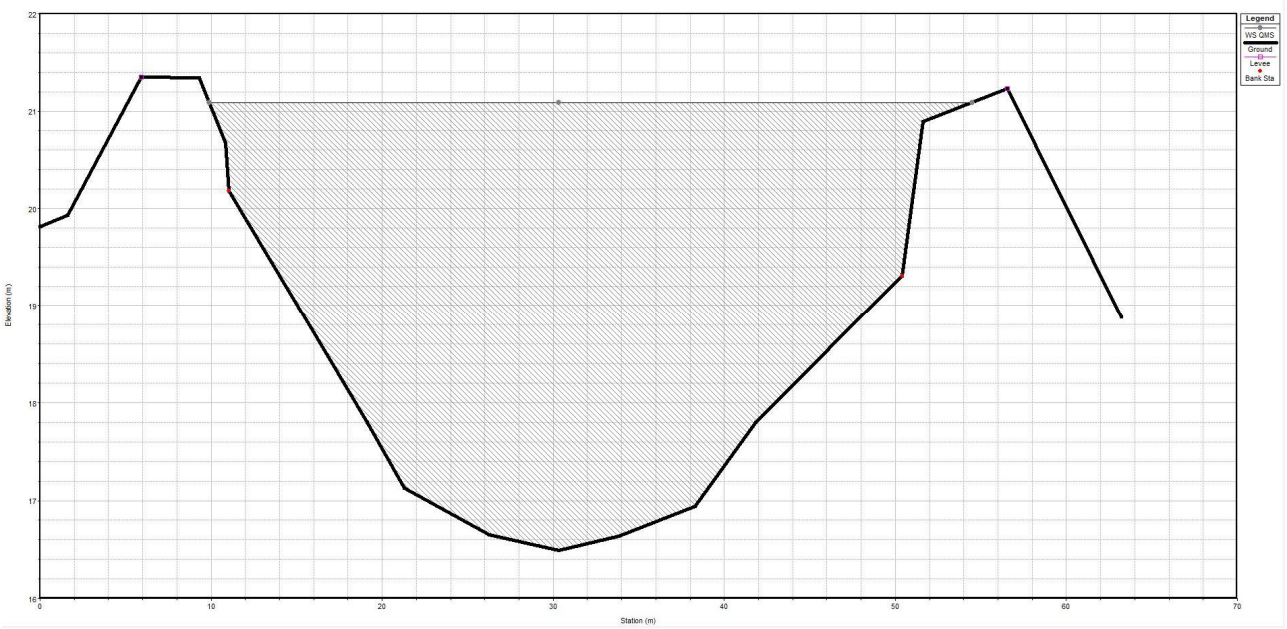


FIGURA 9-2: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER QMS=68 M³/S ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI FATTO

Stato di progetto 1

Nella configurazione di progetto 1 e ponendo l'intradosso del ponte a quota 22.46 m s.l.m. ovvero 2.02 m sopra la quota arginale nello stato di fatto (vedi Tav. PD_0_A10_AWS04_0_WW-PZ_02_B) si determina che, con la condizione di portata massima sostenibile nella configurazione attuale Qms=68 m³/s, il livello idrometrico immediatamente a monte del viadotto rimane invariato rispetto allo stato di fatto, attestandosi a quota 21.11 m s.l.m.

Le pile in progetto non esercitano nessun ostacolo al deflusso essendo esterne all'alveo; il franco idraulico del sottotrave risulta sempre superiore a 2.00 m anche nel caso più gravoso, in linea con quanto imposto dalla Circolare C.S.LL.PP. 07.02.2009 (Ponti stradali e ferroviari) dalla Direttiva 4/99 del PAI dell'AdBPo.

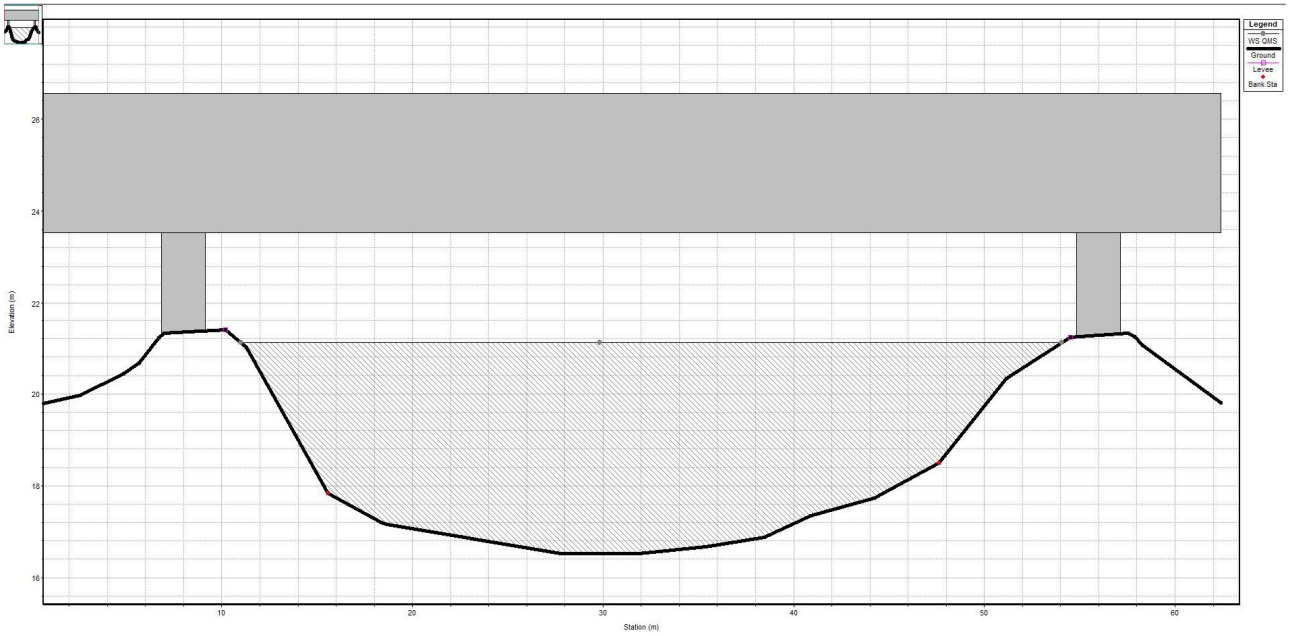


FIGURA 9-3: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LE CONDIZIONI IDROMETRICHE DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI PROGETTO 1 – Q_{MS}=68 M^3/SEC

Stato di progetto 2

Nella configurazione di progetto 2 è stato ipotizzato un adeguamento arginale nelle sezioni più critiche a monte e in quelle immediatamente a valle del viadotto in progetto, oltre al posizionamento del ponte stesso. e ai rispettivi interventi di adeguamento spondale e arginale. Con questa ipotesi la portata massima sostenibile del Cavo Lama passa da 68 m³/s a 120 m³/sec, con la condizione al contorno di valle sempre pari al livello di 21.01 m s.l.m.

In queste condizioni si determina che il livello idrometrico immediatamente a monte del viadotto in progetto si attesta a quota 21.29 m s.l.m.

Il profilo di piena lambisce la pila in progetto in sponda destra mentre il franco idraulico del sottotrave risulta comunque sempre superiore a 2.00 m anche nel caso più gravoso, in linea con quanto imposto dalla Circolare C.S.LL.PP. 07.02.2009 dalla Direttiva 4/99 del PAI dell'AdBPo.

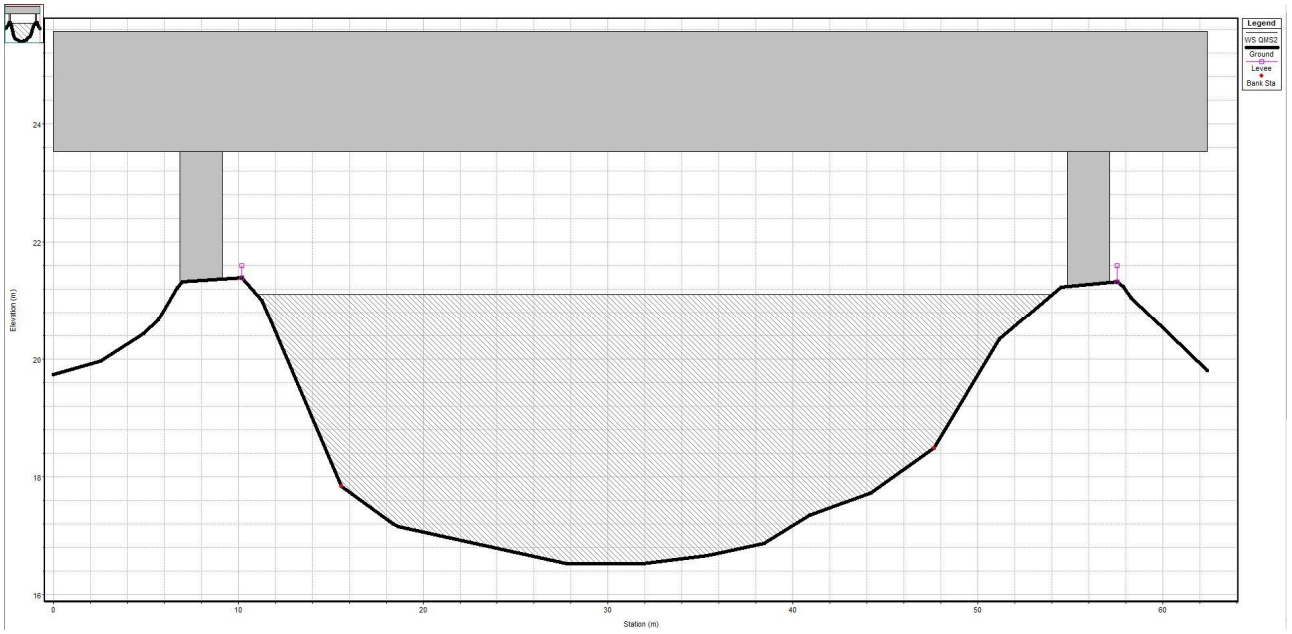


FIGURA 9-4: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LE CONDIZIONI IDROMETRICHE DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI PROGETTO 2 – Q_{MS}=120M³/SEC

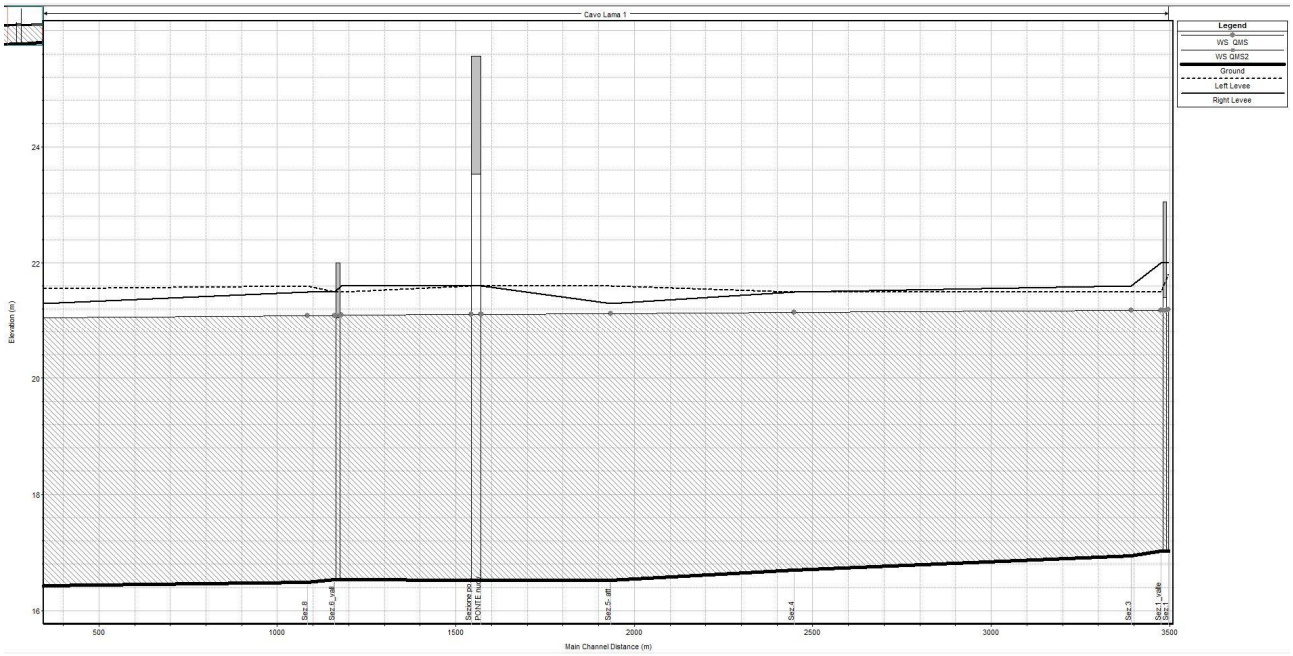


FIGURA 9-5 PROFILI DI RIGURGITO PER Q_{MS1}=68 M³/SEC E Q_{MS2}=120 M³/SEC NELLO STATO DI PROGETTO 2 (ADEGUAMENTO ARGINI)

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 relativamente allo stato di fatto e di progetto 1. Nelle tabelle e nei grafici seguenti si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche per la configurazione presa a riferimento nella verifica del franco idraulico.

Come si evince in tutte le sezioni le differenze tra i profili Ante e Post operam sono nulle.

Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrom. S.F.	Livelli idrom. S.P.1	DH	Vel. S.F.	Vel. S.P.1	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.1
	[m]	[m s.l.m.]	[m³/s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	[%]	[m]	[m]
Sez.1	0.00	17.02	68	21.20	21.20	**0.00**	0.63	0.63	0.10%	21.22	21.22
ponte esistente	5.00	17.02	68	21.20	21.20	**0.00**	0.63	0.63	0.10%	21.22	21.22
Sez.2	20.00	17.02	68	21.19	21.19	**0.00**	0.63	0.63	0.10%	21.21	21.21
Sez.3	104.00	16.94	68	21.18	21.18	**0.00**	0.56	0.56	0.03%	21.20	21.20
Sez.4	1048.00	16.70	68	21.14	21.14	**0.00**	0.48	0.48	0.04%	21.15	21.15
Sez. 5 - Ponte monte	1562.00	16.52	68	21.12	21.12	**0.00**	0.50	0.50	0.00%	21.14	21.14
PONTE PROGETTO	1597.00	16.52	68	21.11	21.11	**0.00**	0.50	0.50	0.00%	21.12	21.12
Sez. 5 - Ponte valle	1632.00	16.52	68	21.11	21.11	**0.00**	0.50	0.50	0.00%	21.12	21.12
Sez.6	2316.50	16.53	68	21.10	21.10	**0.00**	0.52	0.52	0.00%	21.11	21.11
ponte esistente	2319.00	16.53	68	21.10	21.10	**0.00**	0.52	0.52	0.00%	21.11	21.11
Sez.7	2321.50	16.53	68	21.09	21.09	**0.00**	0.52	0.52	0.05%	21.10	21.11
Sez.8	2396.50	16.49	68	21.09	21.09	**0.00**	0.51	0.51	0.03%	21.10	21.10
Sez.9	3481.50	16.41	68	21.04	21.04	**0.00**	0.55	0.49	0.01%	21.05	21.05

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) CON Q_{MS}=68 M³/SEC.

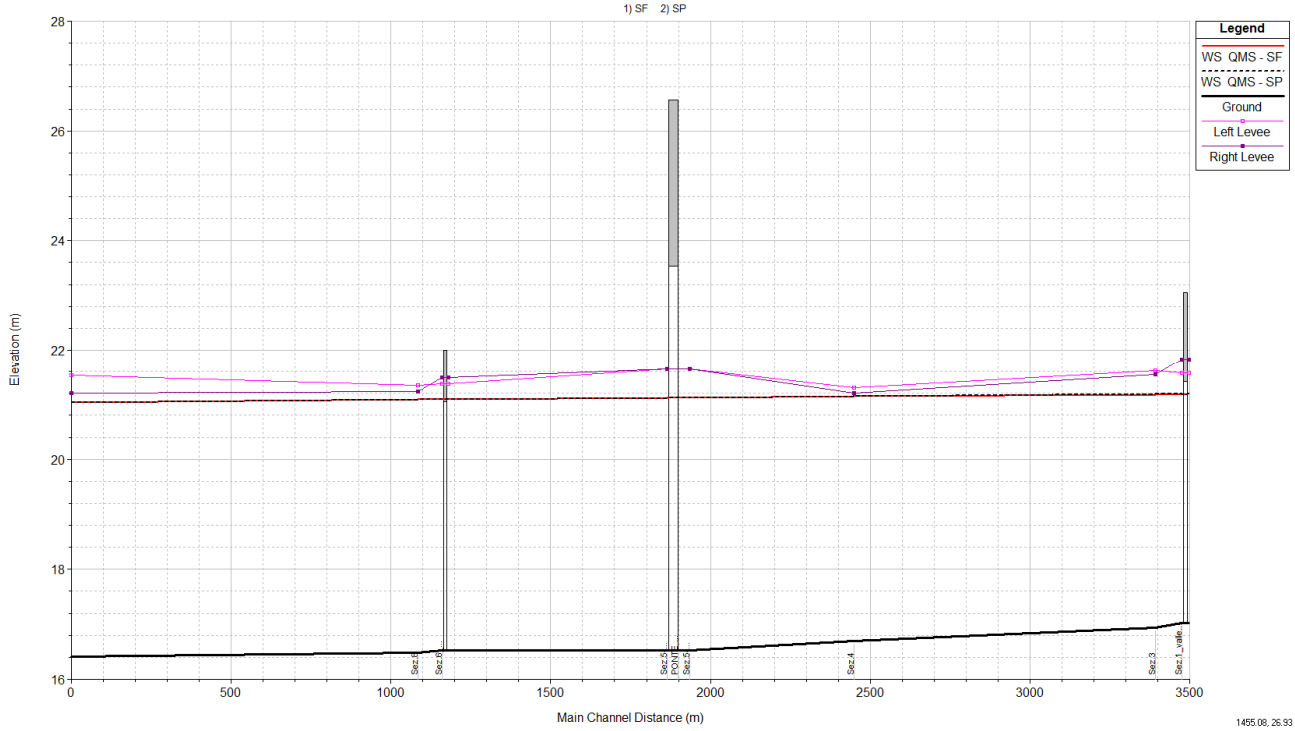


FIGURA 9-6: CONFRONTO TRA I PROFILI DI RIGURGITO PER Q_{MS1}=68 M³/SEC NELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO 1.

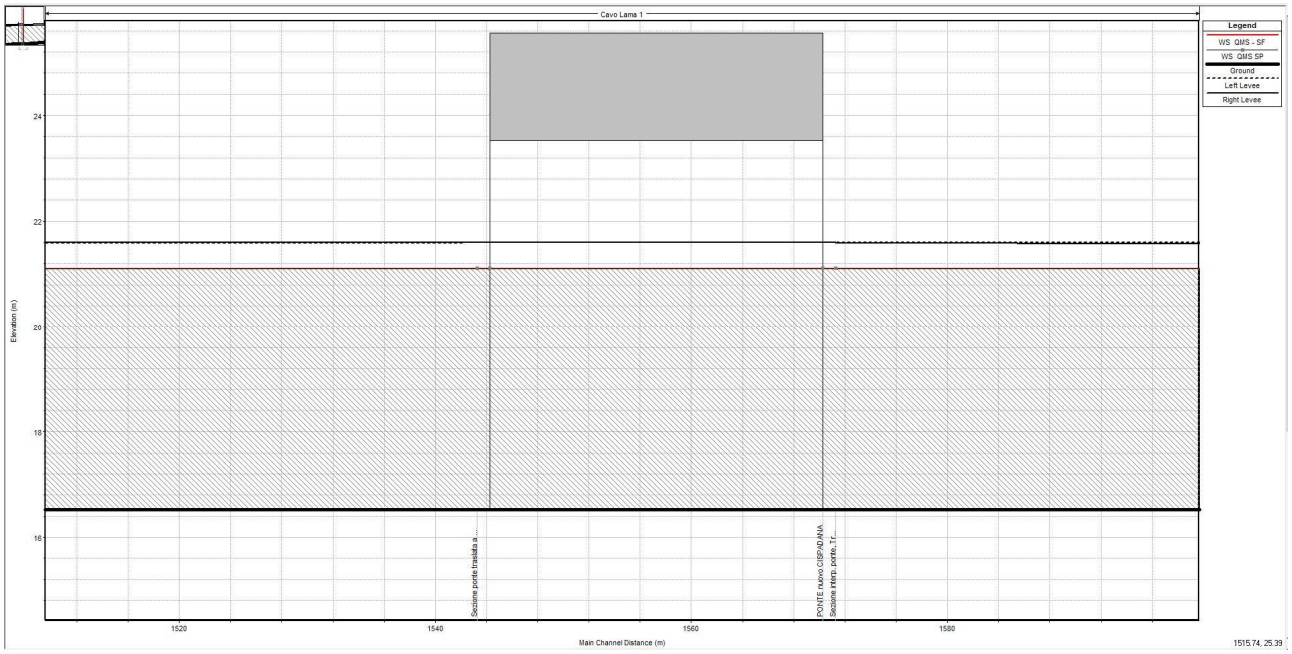


FIGURA 9-7: PARTICOLARE DEL CONFRONTO DEI PROFILI DI RIGURGITO PER Q_{MS1}=68 M³/SEC TRA LO STATO DI FATTO E DI PROGETTO 1 IN CORRISPONDENZA DEL PONTE.

Per quanto riguarda i livelli idrometrici, quindi, non si ha alcun incremento sui profili di rigurgito indotto dalla presenza del viadotto in progetto.

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.

L'opera in progetto non comporta alcuna variazione delle superfici allagabili.

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 non determina variazioni idrodinamiche apprezzabili delle caratteristiche della corrente di piena rispetto alla situazione attuale.

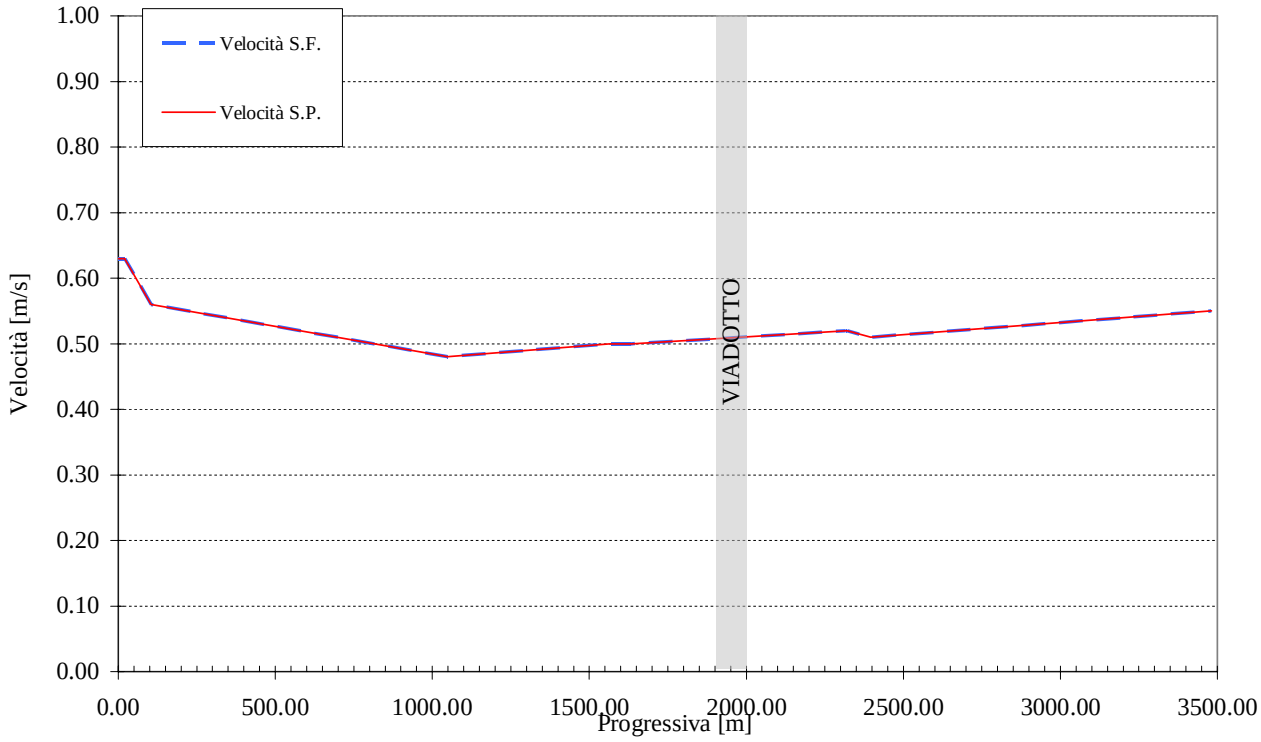


FIGURA 9-8: ANDAMENTO DELLA VELOCITÀ MEDIE DELLA CORRENTE PER Q_{MS1}=68 M³/SEC STATO DI FATTO E DI PROGETTO 1.

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

Si prevede la realizzazione di opere accessorie di difesa spondale, opportunamente dimensionate al fine di proteggere le sponde e l'alveo da possibili erosioni localizzate e divagazioni. 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 né altimetrico dell'alveo né in regime ordinario né 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 del ponte non implica una modificazione della 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.

Il franco tra l'intradosso del ponte ed il livello idrometrico negli stati di progetto 1 e 2 è adeguato in quanto sempre superiore a 1.00 m.

9.3. Verifica di compatibilità idraulica in presenza di opere provvisionali

La realizzazione del ponte in progetto prevedibilmente avverrà nel periodo di non irrigazione. In tutti i casi, anche ponendoci in condizioni di sicurezza e nel caso in cui un evento di piena dovesse colpire il cantiere durante l'esecuzione dei lavori, sono state previste palancolature di contenimento la cui sommità supera il ciglio spondale.

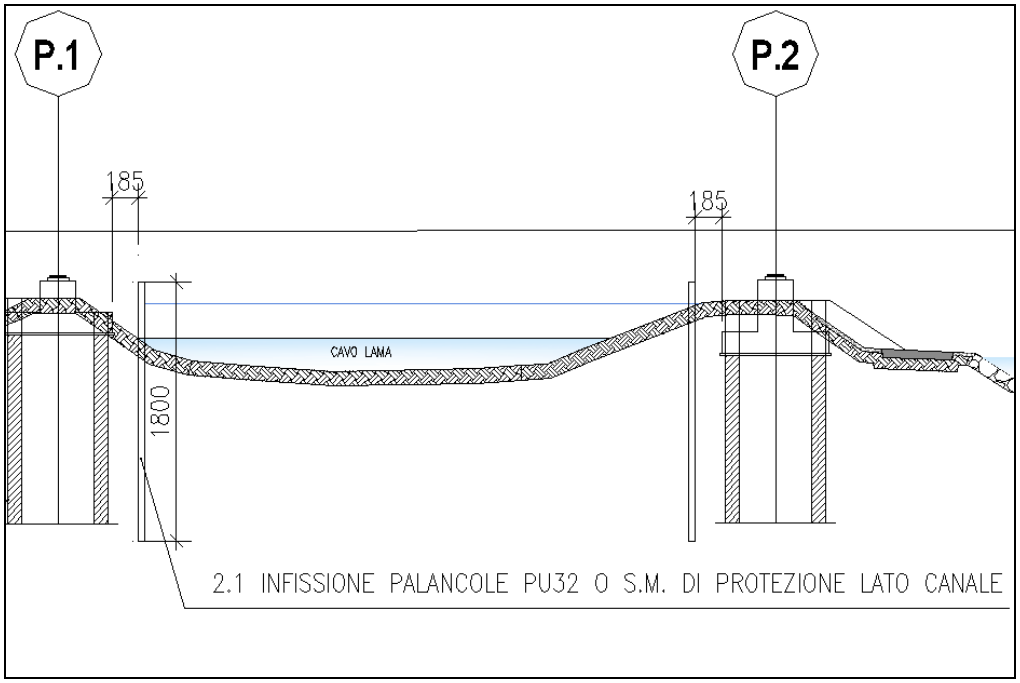


FIGURA 9-9: PARTICOLARE OPERE PROVVISIONALI CAVO LAMA

Le opere provvisionali previste sono esterne all'idraulicità del canale, per cui non interferiscono con i profili di rigurgito dello stesso anche in caso di una piena al massimo invaso.

9.4. Valutazione dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere

Il trasporto solido nel cavo Lama è caratterizzato dalla presenza di materiale fine a matrice prevalente di limi sabbiosi ed in parte argillosi, dovuta al dilavamento dei campi circostanti. Altro contributo sul trasporto solido è dovuto al processo erosivo delle sponde provocato dalla presenza delle nutrie che ricavano delle vere e proprie gallerie e del gambero rosso della Louisiana (*Procambarus clarkii*) che trafora le sponde stesse in più punti e a diverse altezze idrometriche. Nel tratto in questione quindi il fondo del canale è soggetto a continui ripascimenti tanto che rientra nelle opere manutentive dell'Ente Gestore anche l'attività di dragaggio e bonifica.

Per tale motivazioni il processo erosivo del fondo e generalizzato lungo l'asta del canale è pressoché assente fatto salvo specifici punti ove sono inseriti corpi ostacolanti il deflusso delle acque.

Nel tratto interessato dalle opere, il processo erosivo generalizzato è analogo a quello descritto. Differente è invece il caso del processo erosivo attorno alle pile. Tuttavia la scelta di sormontare il canale con un'unica campata al di la della sezione liquida del canale di fatto riduce questa evenienza, fatto salvo il caso estremo in cui la difesa spondale in massi collassi e con essa tutta la sponda in froldo, mettendo a nudo la presenza

della pila e quindi delle fondazioni. In questo caso nelle pagine seguenti si stimeranno i conseguenti processi erosivi localizzati indotti.

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 tre tipi di fenomeni:

- escavazione naturale del canale,
- escavazione dovuta al restringimento della sezione di deflusso,
- escavazione localizzata attorno interagenti con il flusso di piena.

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 in progetto sono previste a fusto unico aventi sezione di forma ellittica (2.4 m x 9.7 m).

I plinti di fondazione presentano forma planimetrica rettangolare di lati pari a 7.5 m e 13.0 m e spessore pari a 1.5 m. Ogni plinto è fondato su 16 diaframmi in c.a. realizzati in opera aventi sezione rettangolare di lati 2.50 m x 1.00 m e altezza pari a 20.0m.

Il viadotto è posto all'incirca perpendicolarmente rispetto alla sezione d'alveo (angolo pari a 10° tra asse strada e normale al corso d'acqua) . 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, in quanto nell'analisi è stata considerata l'ipotesi cautelativa in cui l'erosione interessi il diaframma strutturale;

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 la portata di progetto portata Q= 68 m^3/s e coefficiente di scabrezza (Strickler) C = 25 $m^{1/3}\,s^{-1}$.

Cavo Lama

Metodo Breusers, Nicollet e Shen

Calcolo erosione massima alla base delle pile del ponte

Q_{200}= 68 m³/s

			Ponte in progetto
			Pile P1-P2
velocità media	v_0	*m/s*	0.54
tirante idrico	y_0	*m*	2.30
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	-	18.516
angolo corrente-pila	a	°	10
diametro o larghezza pila	s	*m*	7.5
lunghezza pila	l	*m*	13
rapporto larghezza/lunghezza	l/s		1.73
f1		-	1
f2		-	1.3
f3		-	1
erosione massima (pila singola)	**ds**	***m***	**5.799**

TABELLA 9-2: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLE PILE 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.

Avendo preso in considerazione nell'analisi la larghezza del diaframma strutturale, la profondità massima di erosione raggiunge valori attorno ai 6 m (quota 15,38 m s.l.m.) . Le fondazioni del ponte sono state quindi calcolate con questa ipotesi estrema.

Anche i diaframmi idraulici previsti in corrispondenza delle arginature sono stati verificati a scalzamento, prendendo in esame 2 condizioni limite (v. Relazione di calcolo Ponte APO04):

- S1=passaggio onda di piena con massima erosione in corrispondenza dei diaframmi (quota 15,38 m s.l.m.) ma controspinta idraulica lato fiume;
- S2=onda di piena conclusa e stessa quota scalzamento della condizione S1.

A seguito delle verifiche risulta che per evitare indesiderati processi di scalzamento il diaframma dovrà essere profondo almeno 14 m per uno spessore minimo di 80 cm sia in sponda destra che in sponda sinistra.

10. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA

Sulla base di quanto già licenziato in sede di Conferenza dei Servizi e tenendo conto di quanto prescritto dallo stesso Consorzio di bonifica dell'Emilia Centrale in quella sede, si è proceduto alla Progettazione dei presidi difensivi da apporre sia a protezione delle sponde in froldo 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. mantenimenti 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 .

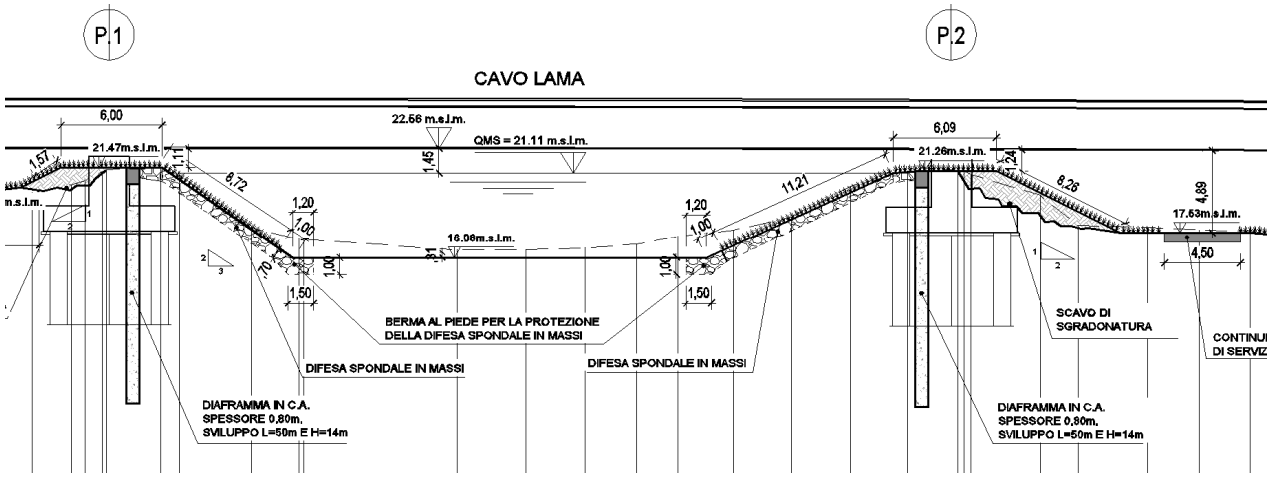


FIGURA 10-1 – PARTICOLARE DIFESA SPONDALE

I ringrossi arginali si rendono necessari in sagoma e in quota. Le difese in massi si estenderanno per un tratto complessivo di 50 m in corrispondenza dell'attraversamento. Per limitare fenomeni di infiltrazione e di scalzamento al piede delle pile, sono state previste due diaframmature in c.a. a parete continua, di lunghezza pari a 14 m e spessore 80 cm, 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 semina a spaglio per rinverdire i rilevati arginali e la nuova configurazione morfologica nell'intorno del fiume.

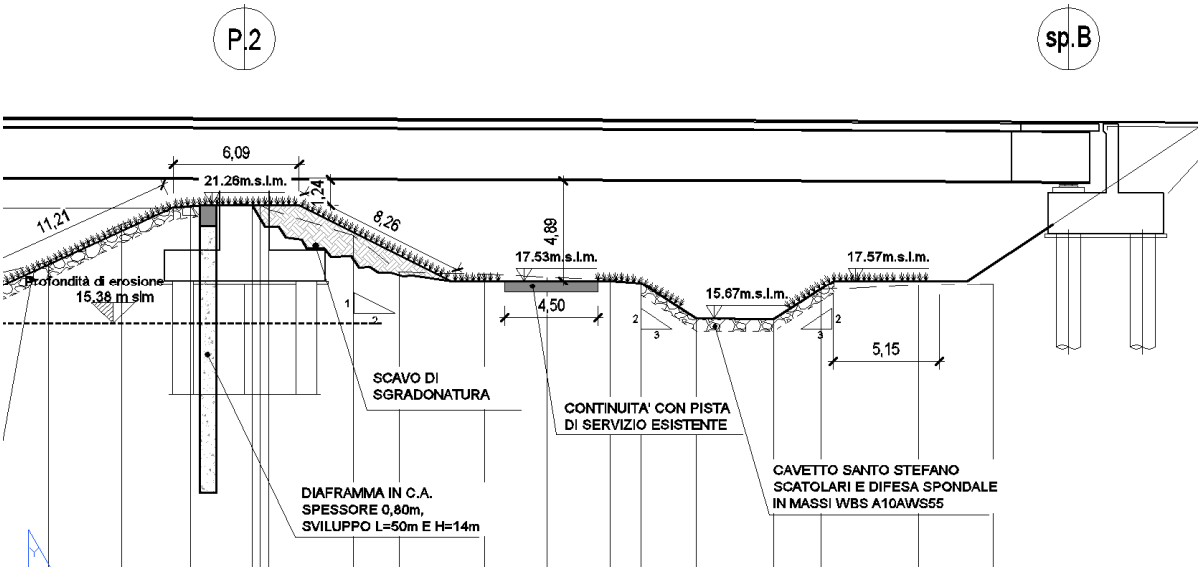


FIGURA 10-2 – PARTICOLARE RINGROSSO ARGINALE

Particolare cura verrà tenuta nella preparazione delle opere di cantiere. Le diverse fasi di lavoro che accompagnano la realizzazione delle fondazione 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 la gradonature di immorsamento 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.

11. VERIFICA AL SIFONAMENTO E FILTRAZIONE

Come descritto nel capitolo precedente, il potenziamento delle opere di presidio idraulico previsto in occasione della realizzazione del nuovo attraversamento autostradale è accompagnato dalla realizzazione di apposite diaframmature 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 dai massimi livelli sostenibili dal canale durante lunghi periodi consecutivi (anche diverse settimane). 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 litologiche del tratto in esame del canale 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.

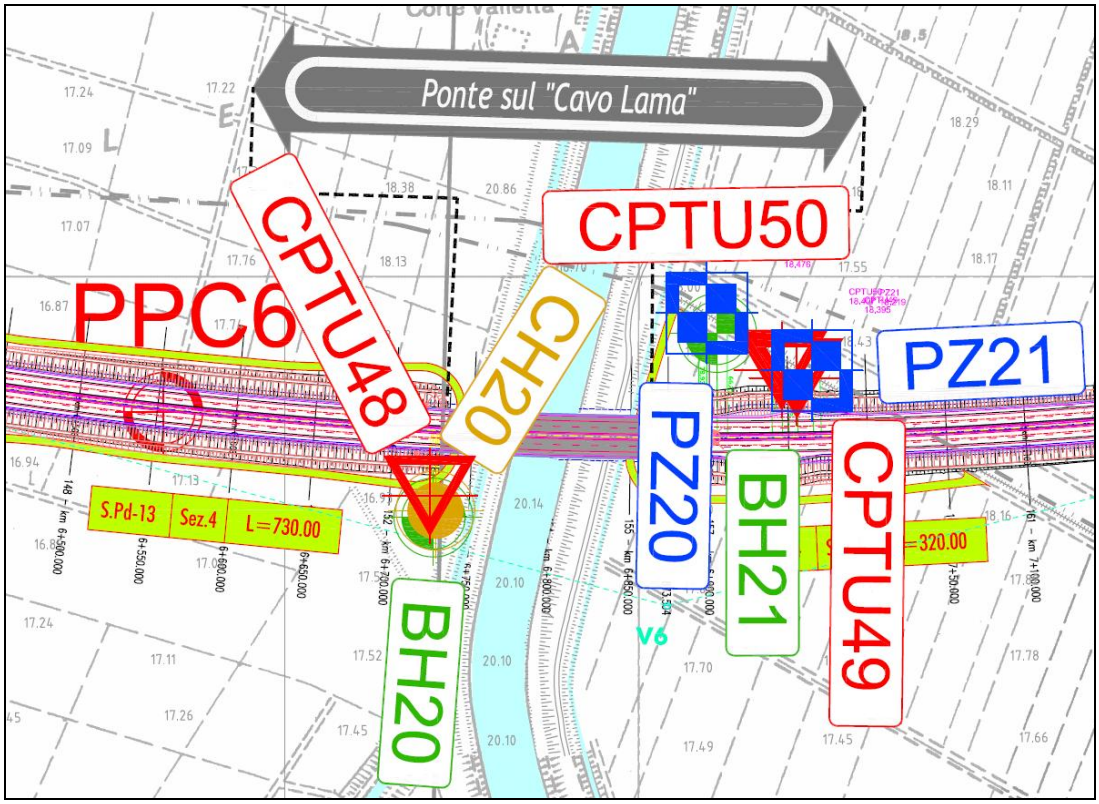


FIGURA 11-1 – PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

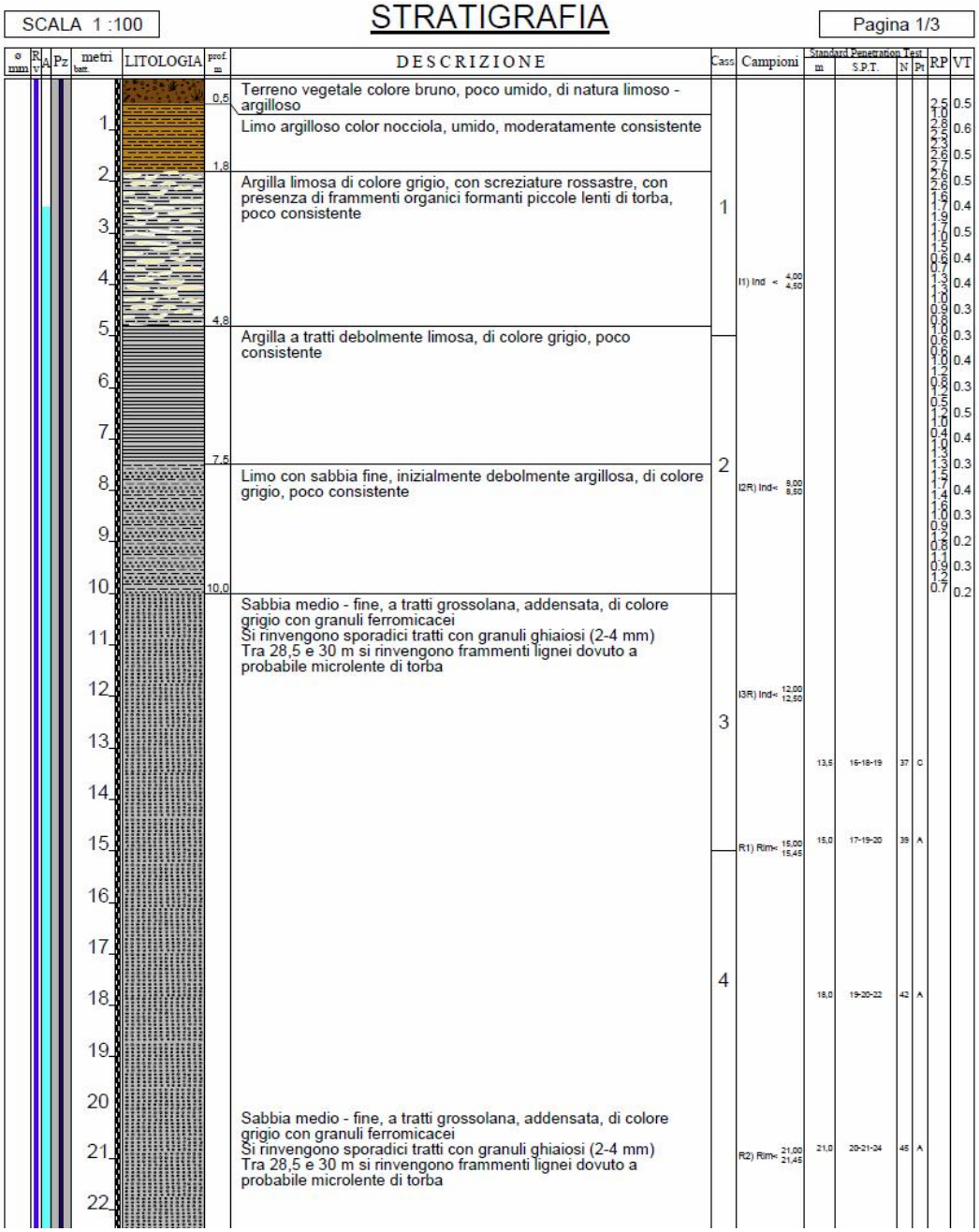


FIGURA 11-2- STRATIGRAFIA SONDAGGIO BH20 (SPONDA SINISTRA)

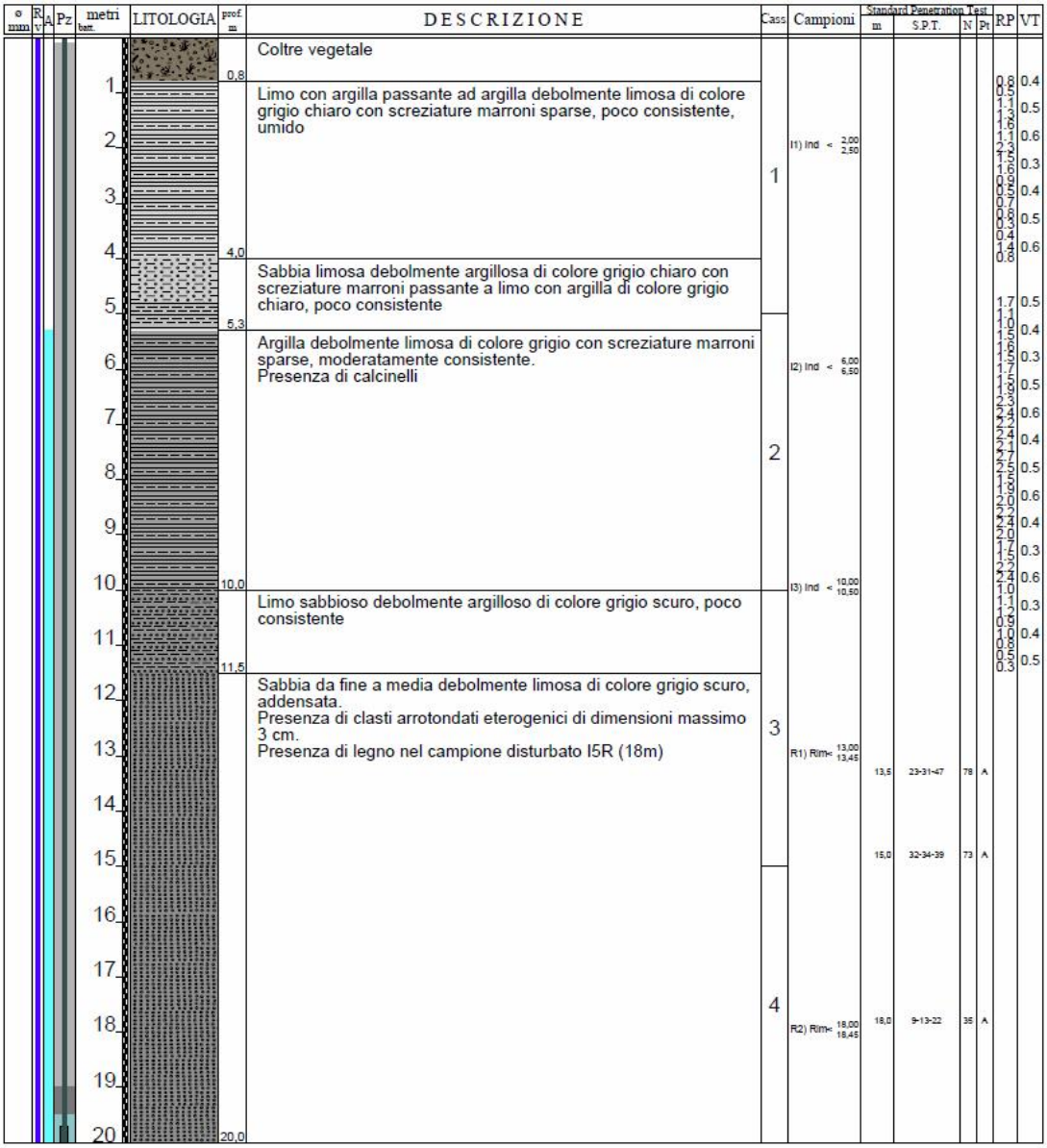


FIGURA 11-3 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO BH21 (SPONDA DESTRA)

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 10 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.

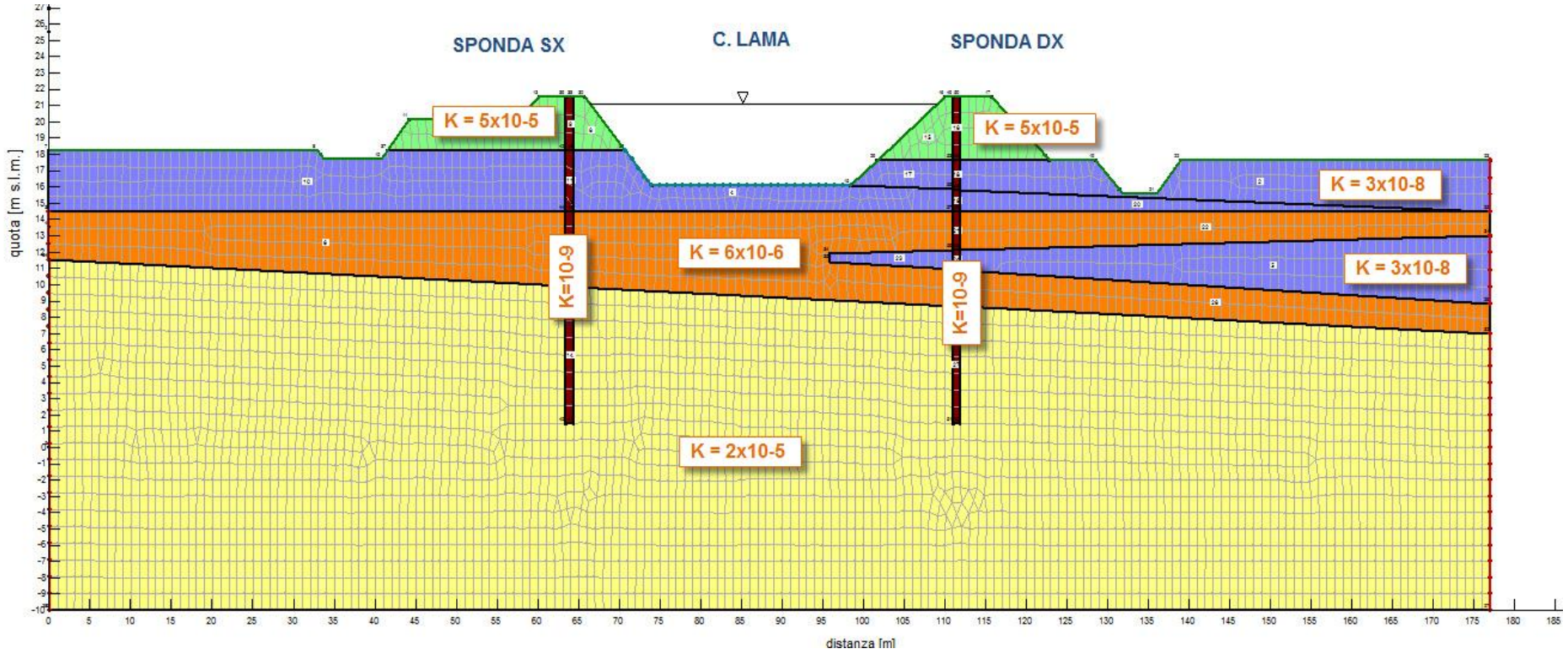


FIGURA 11-4: SCHEMATIZZAZIONE CONCETTUALE DELLA CONFIGURAZIONE GEOTECNICA ANALIZZATA PER LA SEZIONE DI ATTRAVERSAMENTO DEL C. LAMA (K IN M/S)

Le caratteristiche litologiche su entrambe le sponde presentano, al di sotto di una modesta coltre vegetale inferiore ai 50 cm, uno strato superficiale di 7-8 m con alternanza di materiali poco permeabili (argille e limi) e un substrato inferiore in materiale a maggior permeabilità (sabbia).

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 del mantenimento del massimo livello idrometrico di progetto in ipotesi di assenza delle diaframmature.

La percezione dell'entità dei processi di filtrazione viene resa graficamente nelle immagini seguenti, che riportano l'andamento dei carichi totali e della linea di imbibizione in corrispondenza della sezione modellata.

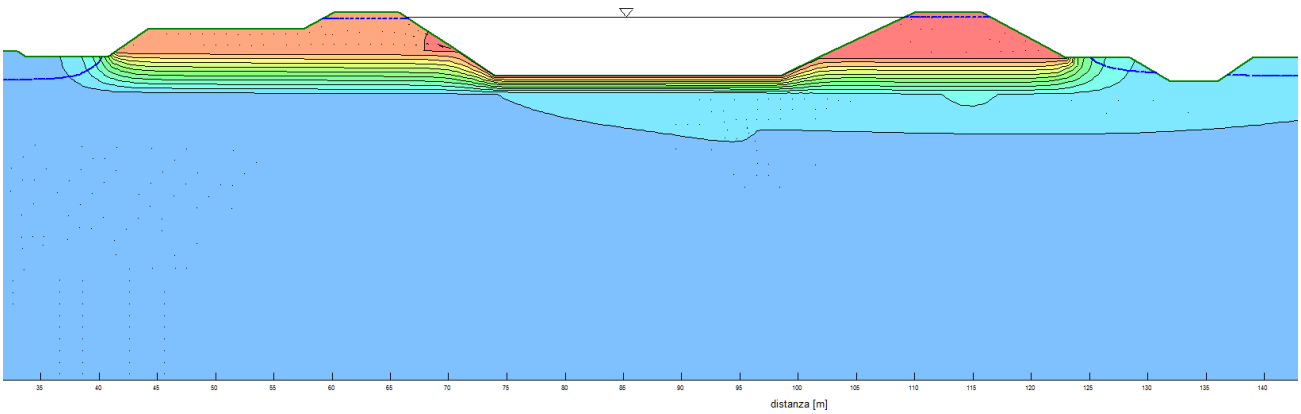


FIGURA 11-5: CARICHI TOTALI IN CORRISPONDENZA DEL MANTENIMENTO DEL MASSIMO LIVELLO DI PROGETTO IN ASSENZA DI DIAFRAMMATURE

Come illustrato, l'assenza di opere di contenimento unitamente alla presenza di un substrato superficiale molto meno permeabile rispetto ai rilevati arginali conduce alla pressoché completa imbibizione di questi ultimi, conducendo all'instaurarsi di probabili processi di sifonamento al piede arginale e compromettendo la stabilità degli stessi rilevati.

La quantificazione numerica delle velocità di filtrazione 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 rappresentato l'andamento delle velocità di filtrazione in funzione della quota altimetrica.

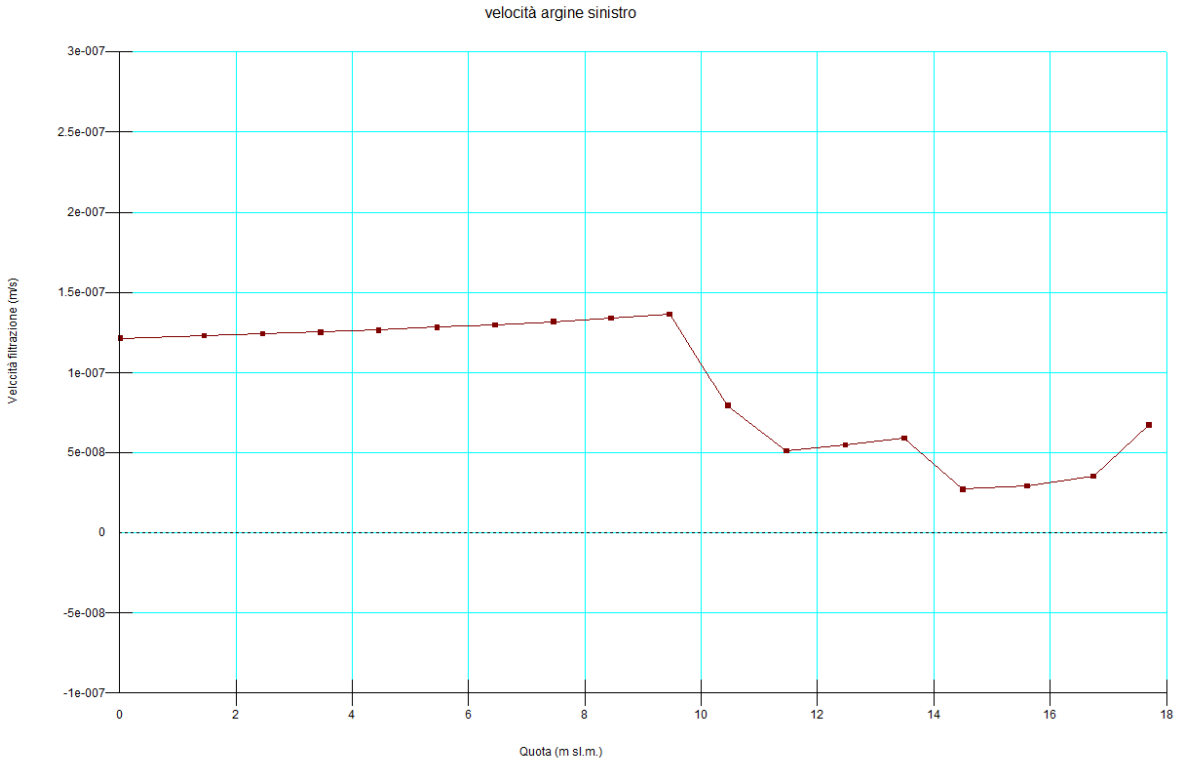


FIGURA 11-6: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

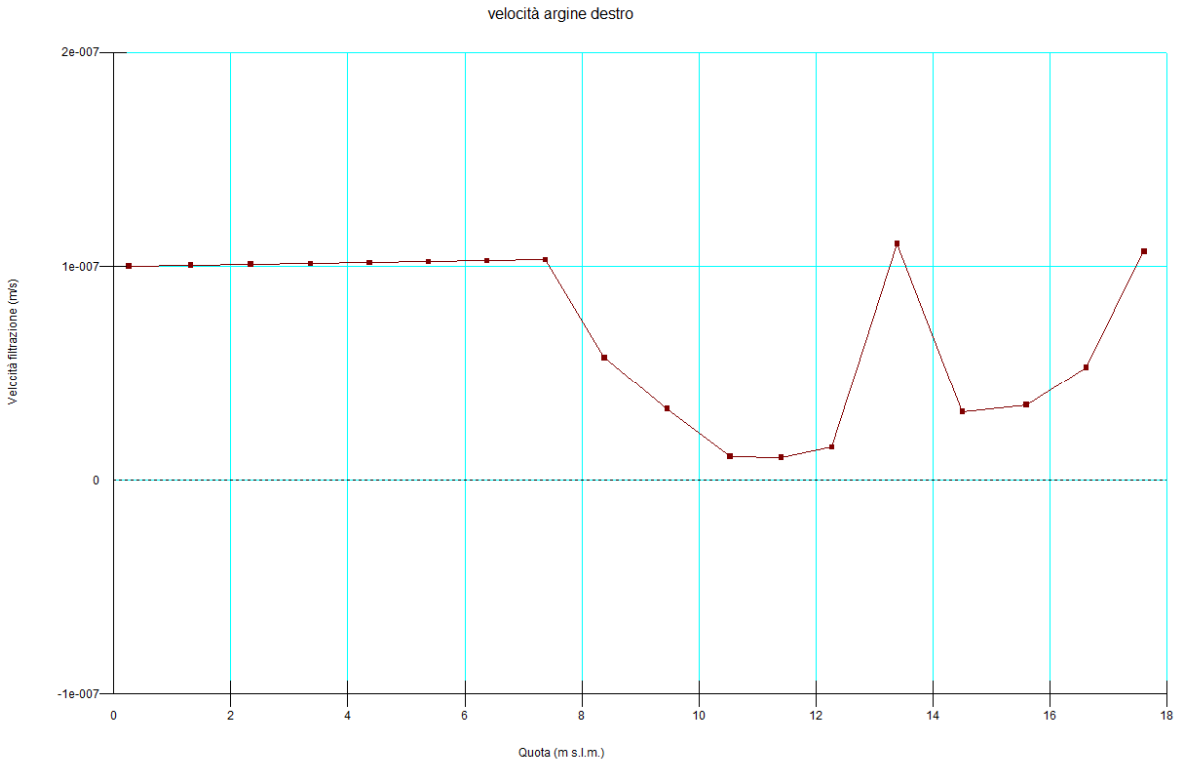


FIGURA 11-7: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

Per entrambe le arginature, in assenza di diaframmi le velocità massime dell'ordine di 10^{-7} m/s, valore ottenuto sin dagli strati più superficiali di terreno al di sotto del rilevato arginale.

Per tale ragione, si prevede la realizzazione di un diaframma di contenimento dei processi di filtrazione all'interno di ciascun corpo arginale al fine di aumentare il grado di sicurezza della struttura di contenimento.

11.2. Verifica con diaframma profondo 10 m

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 con una profondità di 10 m, sufficienti per infiggersi quasi completamente all'interno dello strato superficiale meno permeabile soprastante il più permeabile strato in sabbia.

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

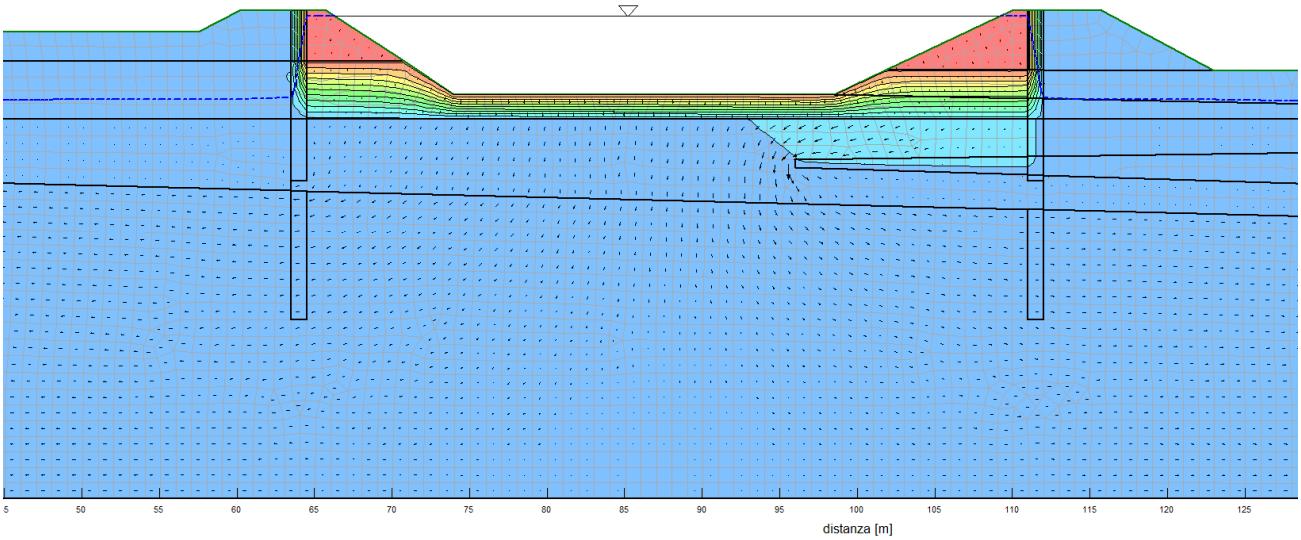


FIGURA 11-8: CARICHI TOTALI IN CORRISPONDENZA DEL MANTENIMENTO DEL MASSIMO LIVELLO DI PROGETTO CON LA PRESENZA DELLE DIAFRAMMATURE DI CONTENIMENTO PROFONDE 10 M

In questo caso la profondità di infissione delle diaframmature nel substrato poco permeabile permette di isolare in buona parte il propagarsi dei processi di filtrazione durante il mantenimento (per un tempo ipotizzato infinito, quindi in maniera permanente) il massimo livello di progetto nell'alveo del canale.

In tale condizione le massime velocità di filtrazione al di sotto del piede esterno delle due arginature risulta praticamente annullata sino ad una profondità di oltre 3 m dal piano campagna, come illustrato nelle figure

seguenti.

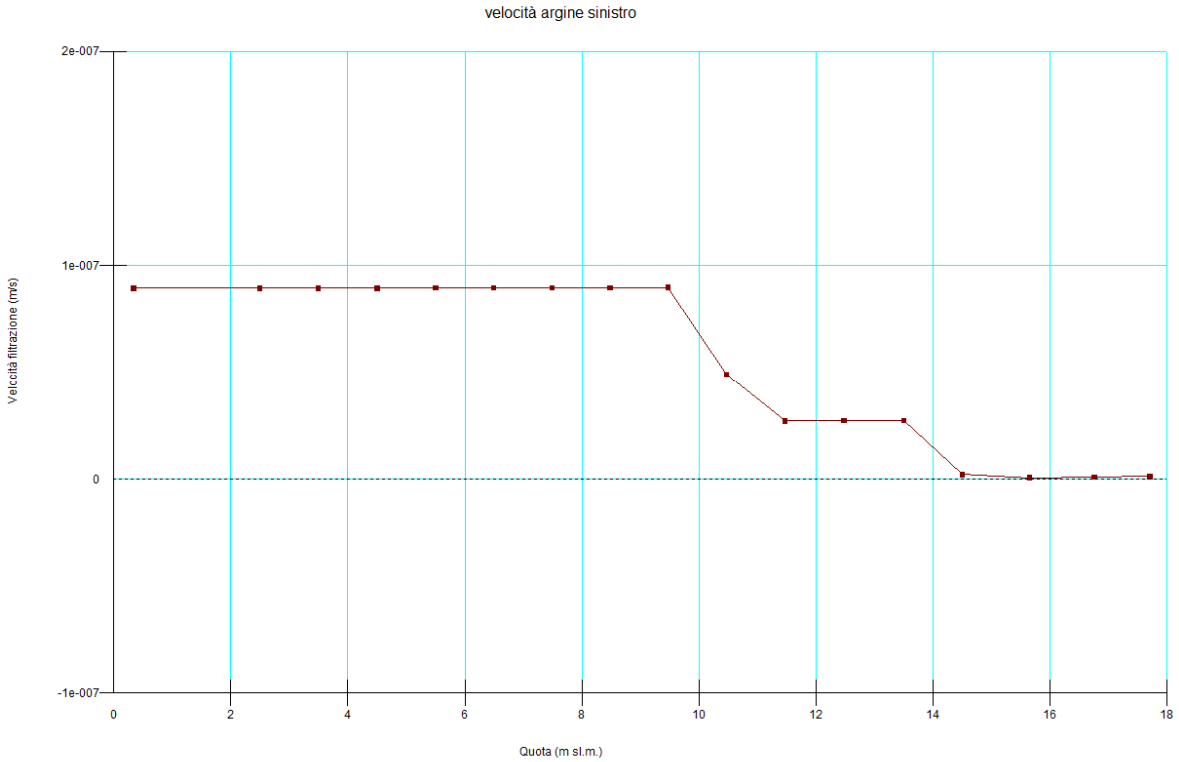


FIGURA 11-9: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

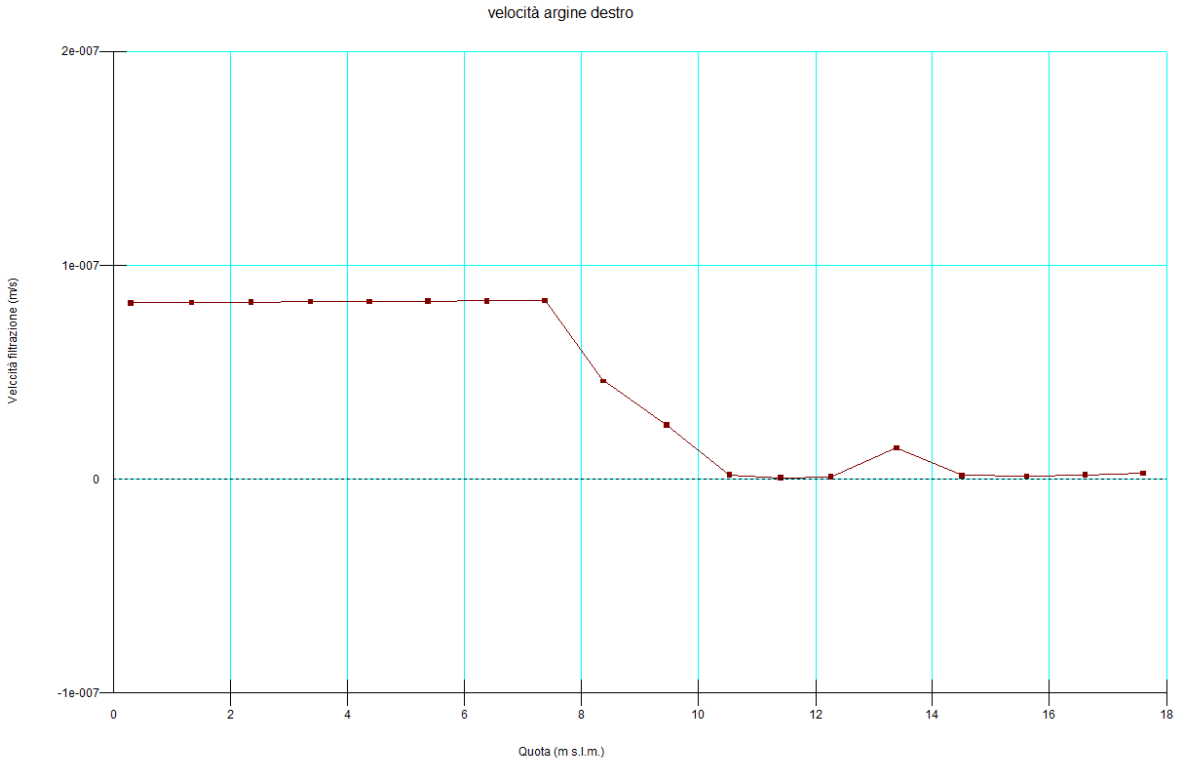


FIGURA 11-10: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

Risulta, quindi, evidente come i processi di filtrazione rimangano pressoché confinati dalle diaframmature previste, mantenendosi al di sotto del piede dei rilevati arginali con una distanza di sicurezza di oltre 1.00 m, evitando quindi la saturazione dei corpi arginali e l'instaurarsi di possibili processi di sifonamento al piede degli stessi.

11.3. 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 diaframmature, è stata simulata la risposta fornita da diaframmi con uno sviluppo verticale di 20 m, in grado di attraversare lo strato di argilla ed ammorsarsi nel sottostante strato in sabbia.

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

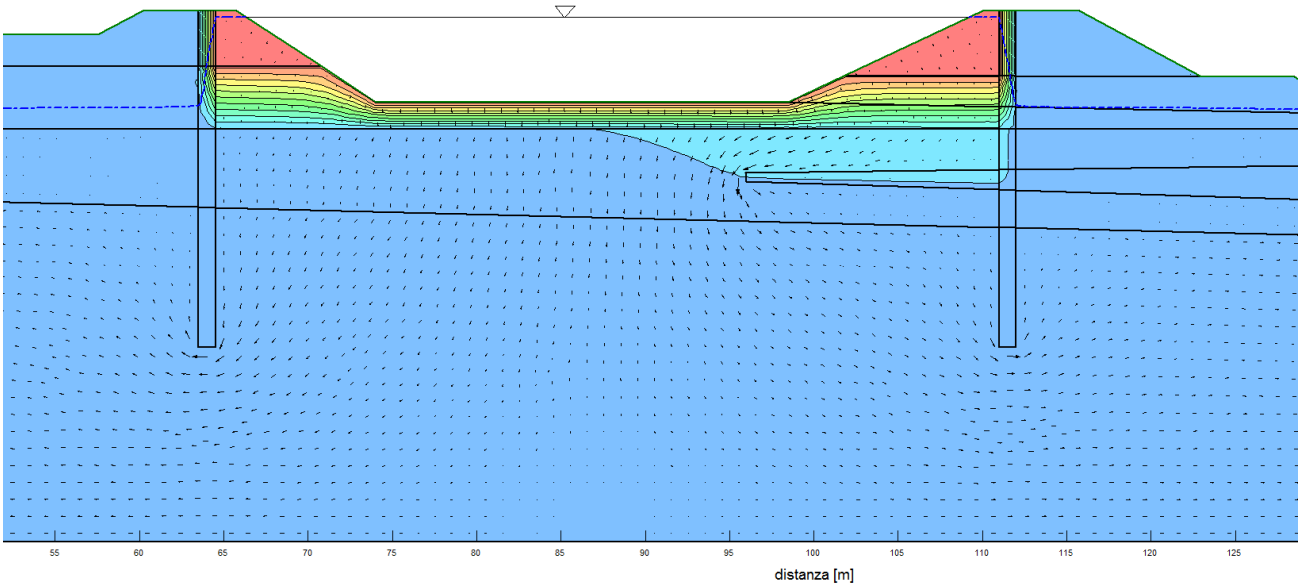


FIGURA 11-11: CARICHI TOTALI IN CORRISPONDENZA DEL MANTENIMENTO DEL MASSIMO LIVELLO DI PROGETTO CON LA PRESENZA DELLE DIAFRAMMATURE DI CONTENIMENTO PROFONDE 20 M

Anche con un prolungamento dei diaframmi sino a 20 m di profondità di infissione si ottiene una risposta, in termini di isolamento dei processi di filtrazione, analogo al caso di diaframmature con 10 m di profondità.

In particolare, l'analisi numerica delle massime velocità di filtrazione al di sotto del piede esterno delle due arginature presenta nuovamente valori praticamente nulli sino ad una profondità di oltre 3 m dal piano campagna, come illustrato nelle figure seguenti.

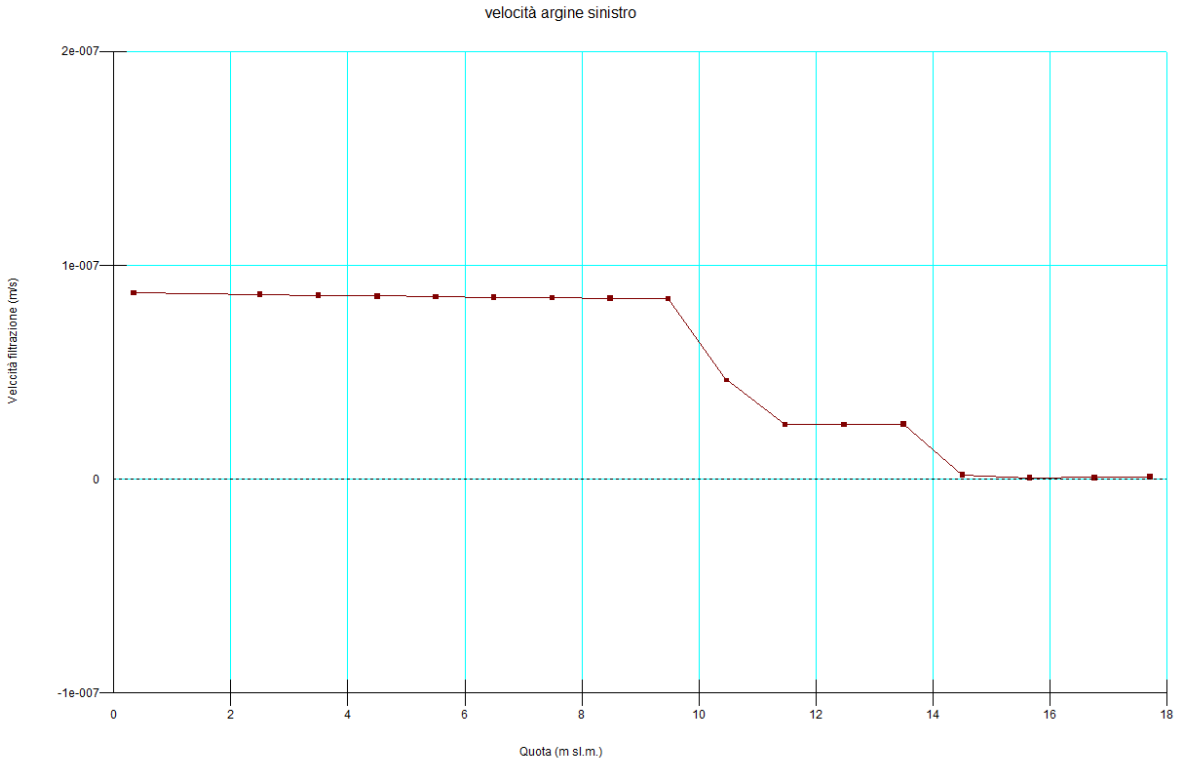


FIGURA 11-12: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

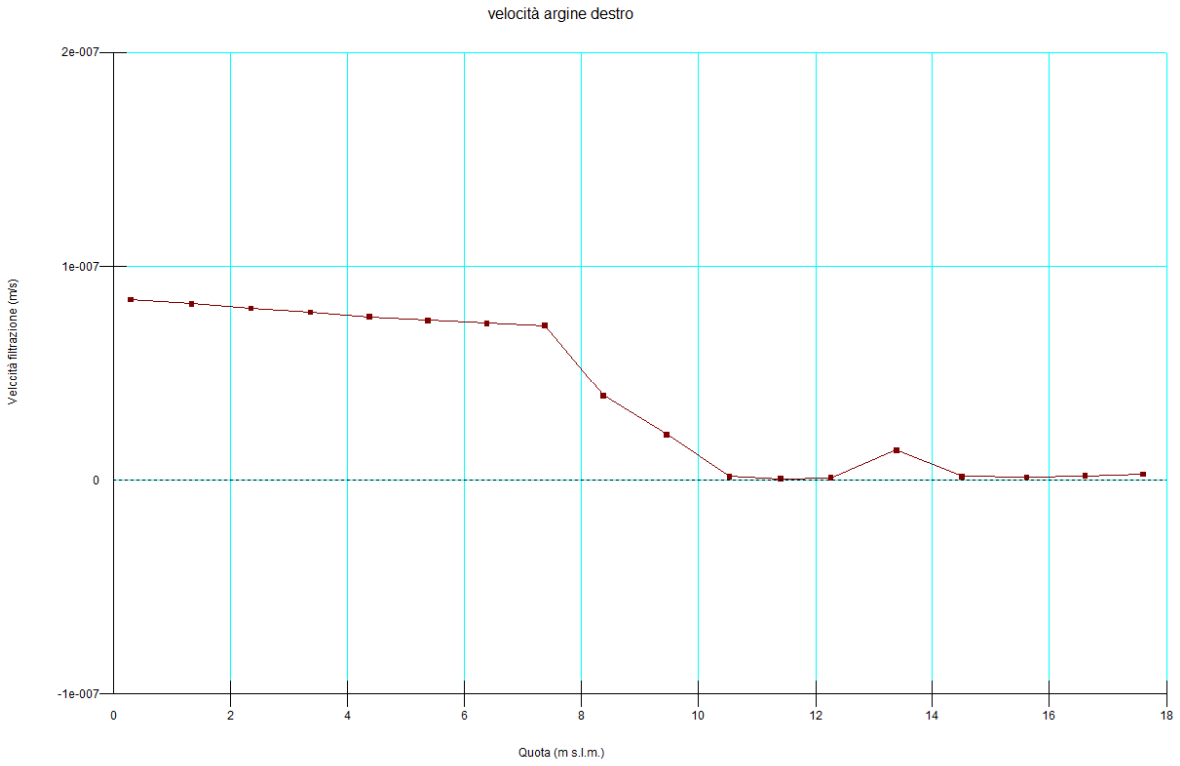


FIGURA 11-13: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

Anche in questo caso la linea di imbibizione al piede dei rilevati arginali mantiene una distanza di sicurezza di oltre 1.00 m, evitando quindi la saturazione dei corpi arginali e l'instaurarsi di possibili processi di sifonamento al piede degli stessi.

Prevedendo una profondità di infissione delle diaframmature sufficiente per infiggersi completamente all'interno dello strato superficiale meno permeabile di limi e argille si ottiene un sostanziale allontanamento del flusso sub-superficiale dal rilevato stesso, garantendo dal punto di vista dei processi di filtrazione idonee condizioni di sicurezza per i rilevati arginali e le rispettive opere di difesa.

11.4. Dimensionamento diaframmi idraulici

Concludendo si può affermare che mentre i processi di filtrazione rimangono pressoché confinati da diaframmature aventi una lunghezza pari a 10 m, dalle verifiche allo scalzamento (rif. Paragrafo 9.4) risulta che i diaframmi dovranno essere profondi almeno 14 m per uno spessore minimo di 80 cm.

12. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le analisi e le opere idrauliche precedentemente descritte recepiscono integralmente le prescrizioni/osservazioni trasmesse da AIPO il 02/07/2013 prot 0024581 e da quelle del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale trasmesse il 09/09/2013 fasc. 2013 an-43001.6.3-31 nell'ambito della Conferenza dei Servizi e secondo le prescrizioni impartite dal Ministero Dell'ambiente e della Tutela del Territorio e del mare con Decreto n 190 del 25/07/2017.