

**VARIANTE ALLA S.S. N. 14 "DELLA VENEZIA GIULIA"
A SUD DELLA CITTÀ DI SAN DONÀ DI PIAVE
DALLA ROTATORIA DI CAPOSILE ALLA ROTATORIA DI PASSARELLA
E SCAVALCO DELLA ROTATORIA DI CALVECCHIA**

PROGETTO DEFINITIVO

**PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD EST -
PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

<p>PROGETTISTI</p> <p><i>Ing. Francesco Caobianco</i> <i>Ordine Ing. Padova n. 3983</i></p>  <p><i>Ing. Filippo VIARO</i> <i>Ordine Ing. Parma n. 827</i></p> <p><i>Arch. Sergio BECCARELLI</i> <i>Ordine Arch. Parma n. 377</i></p> 	<p>ACUSTICA</p> <p><i>Ing. Giovanni BRIANTI</i> <i>Tecnico competente in Acustica Ambientale</i> <i>ARPA Emilia-Romagna D.D. 3340/17</i></p> 
	<p>ARCHEOLOGIA</p> <p><i>Dott.ssa Barbara SASSI</i></p> 
	<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Serena MAIETTA</i> <i>Ordine Geol. Lazio n. 928</i></p>
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Dott. Ing. Anna Maria NOSARI</i></p>	<p>IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Stefano Muffato</i> <i>Ordine Ing. Venezia n. 2975</i></p> 

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idraulica

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>DPVE04 D 0901</p>	<p>NOME FILE TOOID00DRRE01_A</p> <p>CODICE ELAB. TOO I D O O I D R R E O 1</p>	<p>REVISIONE</p> <p>B</p>	<p>SCALA</p> <p>—</p>		
B	Revisione per procedure	APR.2019	ing. S. Domeneghetti	ing. F. Caobianco	ing. F. Caobianco
A	EMISSIONE	AGO.2017	ing. S. Domeneghetti	ing. A. Vecchiato	ing. F. Caobianco
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

I N D I C E

1. PREMESSA.....	2
2. IDRAULICA FLUVIALE.....	4
2.1. CLASSIFICAZIONE E METODOLOGIE DI VERIFICA DEI CORSI D'ACQUA INTERFERENTI.....	4
2.2. FIUME SILE: METODOLOGIA DI VERIFICA UTILIZZATA.....	4
2.2.1. Profili di corrente.....	5
2.2.2. Metodo di risoluzione.....	6
2.2.3. Coefficiente di Scabrezza.....	7
2.3. FIUME SILE: RISULTATI DELL'APPLICAZIONE.....	8
2.3.1. Dati di ingresso.....	8
2.3.2. Condizioni iniziali.....	11
2.3.3. Lettura dei risultati: profili, sezioni e tabulati di calcolo.....	12
3. ATTRAVERSAMENTI SECONDARI: TOMBINI IDRAULICI.....	13
3.1. ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE.....	13
3.2. IL PROGRAMMA BCAP (BROKEN-BACK CULVERT ANALYSIS PROGRAM).....	17
3.2.1. Dati di input e valori di output.....	17
3.2.2. Il calcolo idraulico.....	19
3.2.3. Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo all'ingresso.....	21
3.2.4. Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo a valle.....	22
3.2.5. Tailwater – La condizione al contorno di valle.....	23
3.3. OPERE PROVVISORIE PER LA REALIZZAZIONE DEGLI SCATOLARI.....	24
4. L'INVARIANZA IDRAULICA.....	26
4.1. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO.....	26
4.2. CALCOLO DEI VOLUMI DA RENDERE DISPONIBILI PER LA LAMINAZIONE.....	29
4.3. DESCRIZIONE DEI VOLUMI D'INVASO.....	32
5. SPOSTAMENTO CANALE ZULIANI.....	33
6. IDRAULICA DI PIATTAFORMA.....	35
6.1. STIMA DELLE PIOGGE DI PROGETTO.....	35
6.2. OPERE DI DRENAGGIO.....	37
6.2.1. Sezioni in rilevato.....	37
6.2.2. Sezioni in viadotto e ponte.....	37
6.3. VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO.....	37
6.3.1. Embrici in rilevato.....	38
6.3.2. Verifica dei fossi dei guardia.....	38
6.4. TRATTAMENTO PRIMA PIOGGIA.....	40
6.5. IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO.....	44
6.5.1. Dimensionamento dell'impianto.....	46
6.6. RETE DI SMALTIMENTO – INTERVENTO CALVECCHIA.....	49

1. PREMESSA

La presente relazione riferisce lo studio idraulico eseguito nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento di realizzazione della Variante alla S.S.14 a sud del centro abitato di San Donà di Piave, che collega la rotatoria di Caposile alla rotatoria di Passarella. Il Progetto comprende anche lo scavalco della rotatoria di Calvecchia a nord-est dell'abitato di San Dona' di Piave, in località Calvecchia.

Oggetto dello studio è la verifica delle interferenze del tracciato con il reticolo idrografico superficiale, l'analisi di compatibilità idraulica delle opere e la definizione generale del sistema di drenaggio della piattaforma stradale e di presidio idraulico dell'infrastruttura.

Nei primi due capitoli verranno esposte le impostazioni teoriche adottate per la schematizzazione dei fenomeni naturali, le ipotesi semplificative assunte e le metodologie di calcolo utilizzate rispettivamente per l'idraulica fluviale e per i fenomeni fisici propri dell'interferenza tra le strutture di attraversamento e corso d'acqua.

Successivamente, tali metodologie saranno applicate allo studio della compatibilità idraulica degli attraversamenti stradali dei corsi d'acqua principali e secondari.

Uno specifico capitolo è dedicato alla verifica dell'invarianza idraulica, ovvero lo studio delle misure compensative volte a mantenere costante il coefficiente udometrico dell'area di intervento.

Infine verrà affrontato il tema dell'idraulica di piattaforma, definendo i criteri di progetto e caratteristiche dimensionali e tecniche degli elementi idraulici previsti per il drenaggio della superficie stradale e delle opere idrauliche necessarie al presidio idraulico dell'infrastruttura.

A seguito di incontri preliminari con l'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali sono emerse alcune criticità dal punto di vista idraulico:

1. dal Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) approvato con DPCM il 27.10.2016, è emerso che l'area è a criticità medio-alta;
2. dalla Carta della Pericolosità Idraulica del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione emerge che una parte del territorio attraversato dall'opera in progetto è classificato a pericolosità moderata-bassa.

Alla luce di ciò è apparso necessario un approfondimento che prevedesse lo sviluppo di modellazione idraulica finalizzata ad indagare i processi di allagamento che interessano l'area di progetto ed a fornire i dati per una progettazione dell'infrastruttura nel rispetto dei requisiti di sicurezza ai sensi dell'art. 8 del Piano di Assetto Idrogeologico e consentire l'eventuale progettazione di presidi atti a garantire la trasparenza idraulica. Le caratteristiche relative all'intervento di progetto considerate nello studio in esame riferiscono alla

configurazione di progetto definitiva ed in particolare alla verifica delle interferenze del tracciato con il reticolo idrografico superficiale, l'analisi di compatibilità idraulica delle opere ed il dimensionamento dei manufatti di attraversamento che consentano di garantire la continuità idraulica della rete idrografica stessa.

Tale studio idraulico, che si produce in allegato, è stato sviluppato da SAICO Ingegneria Srl e Aequa Engineering in data ottobre 2018.

2. IDRAULICA FLUVIALE

2.1. CLASSIFICAZIONE E METODOLOGIE DI VERIFICA DEI CORSI D'ACQUA INTERFERENTI

Le verifiche idrauliche relative ad ogni attraversamento idraulico analizzato sono state svolte sulla base dei criteri illustrati nel prosieguo della presente relazione. Per l'ubicazione dei corsi d'acqua e dei relativi bacini idrografici si farà riferimento all'elaborato grafico denominato "Corografia dei bacini" facente parte del presente progetto.

I criteri utilizzati sono riassumibili come segue:

Per il corso d'acqua maggiormente significativo, rappresentato dal solo fiume Sile, che corre in adiacenza al tratto stradale ove è prevista la realizzazione della rotonda Caposile, è stato utilizzato il software HEC-RAS, sviluppato dall' U.S. Army Corp of Engineer, attraverso cui è stato possibile ricostruire il profilo della corrente in moto permanente e delimitare di conseguenza l'area di esondazione relativa alla portata duecentennale, nel tratto di interesse.

Per i canali di bonifica, l'attraversamento stradale è costituito da tombini scatolari e la verifica del deflusso è stata eseguita attraverso l'utilizzo del software BCAP (Broken-Back Culvert Analysis Program) del Nebraska Department of Civil Engineering, che effettua le verifiche del tipo inlet/outlet control.

Le formulazioni del moto uniforme sono state infine utilizzate per il dimensionamento e la verifica dei tratti di canali interferenti con l'asta stradale per i quali è prevista una deviazione planimetrica.

2.2. FIUME SILE: METODOLOGIA DI VERIFICA UTILIZZATA

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

Il programma HEC-RAS consente di calcolare i profili idrici per canali di forma qualunque, naturali ed artificiali, integrando numericamente l'equazione differenziale del moto permanente mediante il metodo comunemente noto in letteratura come "standard step"; per il calcolo delle perdite di carico ripartite si adotta l'espressione di Manning.

I fenomeni di deflusso in esame si caratterizzano per la prevalenza di una dimensione rispetto alle altre, ed appare quindi del tutto ragionevole l'accettazione della ipotesi di monodimensionalità del moto che, consentendo notevoli semplificazioni del sistema di equazioni differenziali che governando il fenomeno, ne assicurano la risolubilità con tempi di calcolo ragionevoli. Tale ipotesi, ancorché generalmente adottata, deve essere tuttavia attentamente valutata in presenza di estesi fenomeni di esondazione o in prossimità di ostacoli

presenti in alveo quali ponti, soglie, o briglie, cui consegue per il moto l'acquisizione di spiccati caratteri di bi o tridimensionalità.

Un ragionevole compromesso tra l'accuratezza e lo sforzo computazionale appare pertanto quello di limitare la simulazione, in condizioni di portate estreme, all'ipotesi di condizioni di quasi stazionarietà concomitanti con il passaggio del colmo di piena, ed adottando differenti coefficienti di scabrezza e di ragguglio delle velocità per le aree golenali, rispetto all'alveo vero e proprio. Anche in tali condizioni, assai incerte rimangono le determinazioni relative alla effettiva direzione del moto ed al conseguente fenomeno di riduzione delle distanze, per effetto dei tagli temporanei di eventuali curve, e delle conseguenti accentuazioni della pendenza idrica locale.

Infine, la determinazione del coefficiente di scabrezza da assegnare a ciascun tronco di alveo, unitamente alla ipotesi di indeformabilità dei contorni costituenti la sezione, palesemente non veritiera specialmente durante accentuati eventi di piena, costituiscono altrettanti limiti alla attendibilità delle valutazioni ottenibili. Peraltro, alla luce della convenzionalità della definizione di rischio potenziale, soprattutto per elevati valori del tempo di ritorno caratteristico dell'evento esaminato, la metodologia prevista appare ragionevolmente corretta anche se suscettibile di affinamenti sia concettuali che applicativi.

Un aspetto assai rilevante ai fini della valutazione qualitativa dei risultati conseguibili dalla adozione di un modello numerico siffatto, è rappresentato dalle caratteristiche di affidabilità delle determinazioni relative alle "condizioni al contorno", in termini di livelli idrici nelle sezioni di controllo del sistema. La particolare natura delle aste fluviali considerate consiglia l'adozione dell'ipotesi semplificativa di raggiungimento delle condizioni di moto uniforme alla estremità di monte o di valle del tronco fluviale analizzato.

Nei paragrafi seguenti verranno quindi espone le metodologie impiegate per le verifiche idrauliche oggetto della presente relazione, evidenziando le ipotesi adottate di semplificazione teorica delle schematizzazioni concettuali dei fenomeni idraulici, ed i criteri di valutazione assunti per la quantificazione dei parametri sintetici.

2.2.1. Profili di corrente

Data la forte monodimensionalità del moto all'interno del corso d'acqua di interesse, in cui lo sviluppo pressoché rettilineo dell'asse domina per diversi ordini di grandezza sulle dimensioni della sezione trasversale interessata dal moto della corrente, ed in considerazione della regolarità della forma morfologica d'alveo, il calcolo dei profili di corrente è stato effettuato adottando le ipotesi di monodimensionalità e di regime permanente del moto.

Le verifiche idrauliche sono state quindi condotte con un modello numerico monodimensionale per il calcolo dei profili di corrente in moto permanente implementato dal U.S. Army Corps of Engineers in un programma per elaboratore elettronico di ampia diffusione e di consolidata pratica d'uso quale HEC-RAS River Analysis System.

Il modello prescelto simula il moto permanente gradualmente variato in canali aperti con contorni fissi. L'equazione base è quella della continuità dell'energia:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha V_1^2/2g = Z_2 + Y_2 + \alpha V_2^2/2g + h_e$$

dove Z è la quota del fondo del canale ed Y il tirante idrico in corrispondenza delle sezioni, α è un coefficiente che tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità dell'acqua, V è la velocità media dell'acqua, g l'accelerazione di gravità, h_e è la perdita di carico tra le sezioni 1 e 2. Nel caso di distribuzione uniforme della velocità e di assenza di perdita di carico la precedente si trasforma nell'equazione di Bernouille:

$$Z_i + Y_i + V_i^2/2g = \text{Costante}$$

L'equazione precedente è applicabile a canali a moderata pendenza, ovvero a corsi d'acqua con pendenza di fondo tale che il $\cos\theta$ sia circa pari all'unità. Il metodo di soluzione adottato da HEC-RAS per l'equazione di continuità dell'energia applicata al moto permanente gradualmente vario richiede l'assunzione che la perdita di carico in una sezione sia la stessa che si avrebbe in moto uniforme a parità di sezione e velocità dell'acqua. HEC-RAS usa la formula del moto uniforme di Manning per valutare le perdite di carico:

$$V = (1/n) R^{2/3} S_f^{1/2}$$

dove V (m/s) è la velocità media dell'acqua nella sezione, n è il coefficiente di scabrezza, R (m) il raggio idraulico della sezione bagnata ed S_f la pendenza della linea piezometrica dovuta alle perdite di carico ripartite lungo l'alveo. Le due equazioni consentono la determinazione del profilo idrico della corrente una volta note la geometria e la scabrezza dell'alveo e le condizioni del moto alla sezione dalla quale deve iniziare il calcolo del profilo. Poiché due differenti altezze idriche possono produrre la stessa energia specifica (carico cinetico più altezza idrica), è necessario specificare lo stato iniziale della corrente (lenta o veloce).

2.2.2. Metodo di risoluzione

HEC-RAS impiega lo "standard step method" per risolvere l'equazione di conservazione dell'energia in alvei a sezione variabile. Il programma quindi per approssimazioni successive determina l'altezza dell'acqua alla successiva sezione di calcolo. In generale la procedura è la seguente:

la quota dell'acqua e la portata sono note alla sezione di inizio calcolo (sez. 1)

si calcola l'energia della sezione sulla base dei dati a) e della geometria della sezione

la geometria della sezione successiva (sez. 2) è nota insieme alla distanza tra le due sezioni

si assume una quota dell'acqua alla successiva sezione 2 e se ne calcola il raggio idraulico e l'area sulla base della geometria della sezione stessa. Quindi si determina un valore medio della capacità di deflusso delle due sezioni. La capacità di deflusso di una sezione di un alveo è, per una determinata altezza d'acqua, la portata che può transitare nell'alveo con una pendenza piezometrica unitaria

si calcola la perdita di carico ripartita sulla base del valore medio della capacità di deflusso, della lunghezza del tratto e della portata

si calcola il carico cinetico pesato, $\alpha V^2/2g$, nella seconda sezione.

si calcolano le ulteriori perdite di carico dovute alla contrazione ed all'allargamento della sezione sulla base di quanto determinato in f)

si calcola la variazione della quota dell'acqua tra le due sezioni, come variazione della somma del carico cinetico e delle perdite di carico

si calcola la quota dell'acqua nella seconda sezione come somma del primo livello idrico e delle variazioni di quota calcolata in h)

si calcola l'errore tra il livello d'acqua nella sezione 2 assunto in d) e quello calcolato in i)

se l'errore è minore di 1 cm la procedura è ripetuta per le sezioni successive dell'alveo, altrimenti è ripetuta per le stesse due sezioni ma con una nuova stima iniziale dell'altezza d'acqua nella sezione 2 (punto d))

2.2.3. Coefficiente di Scabrezza

Il coefficiente di scabrezza in un alveo naturale rappresenta una misura globale della resistenza al moto della corrente, in cui si compendiano una molteplicità di fattori tra i quali la forma e la regolarità della sezione, la presenza quali-quantitativa di vegetazione e le caratteristiche litologiche del materiale d'alveo.

La sua determinazione deve quindi essere condotta con grande attenzione, valutando attentamente le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti interessate al deflusso lungo tutto lo sviluppo dell'asta fluviale di interesse.

Nella pratica tecnica il valore numerico del coefficiente rappresentativo del termine di resistenza nell'equazione del moto può essere determinato facendo ricorso a relazioni e tabelle di natura sperimentale ampiamente disponibili in letteratura tecnica. Tali relazioni forniscono il valore del coefficiente di scabrezza sulla base di analogie delle caratteristiche morfologiche e vegetazionali dell'alveo di interesse ad una serie di situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali già investigate sperimentalmente.

Nel seguito, la determinazione del coefficiente di scabrezza di Manning, utilizzato nelle calcolazioni idrauliche in moto permanente ed uniforme, verrà effettuata facendo riferimento al metodo di comprovata affidabilità, riportato in "Open Channel Hydraulics" (Chow, 1994):

$$n=(n_0+n_1+n_2+n_3+n_4) n_5$$

dove:

n è il coefficiente di Manning

n_0 è un coefficiente che dipende dalla natura del materiale costituente l'alveo variabile tra 0.020 e 0.028 passando da terra a roccia e fino ad alluvioni grossolane;

n_1 è un coefficiente che dipende dall'entità dell'irregolarità della superficie della sezione, variabile tra 0.000 e 0.020 all'aumentare di questa.

n_2 è un coefficiente che dipende dalla gradualità e frequenza della variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale, variabile tra 0.000 e 0.015 all'aumentare di queste.

n_3 è un coefficiente che tiene in conto l'eventuale entità di effetti locali relativi alla presenza di ostacoli puntuali, variabile tra 0.000 a 0.040

n_4 è un coefficiente che dipende dall'effetto della vegetazione sulla resistenza al moto dell'acqua, variabile tra 0.000 e 0.0100

n_5 è un coefficiente che dipende dal grado di sinuosità longitudinale del corso d'acqua, variabile tra 1.00 e 1.30 all'aumentare di questo.

2.3. FIUME SILE: RISULTATI DELL'APPLICAZIONE

Nei paragrafi che seguono vengono descritti i parametri ed i valori utilizzati per la simulazione idraulica dell'evento di piena del F. Sile ed i risultati dell'applicazione.

2.3.1. Dati di ingresso

I dati di base richiesti da HEC-RAS sono quelli relativi alle caratteristiche geometriche ed idrauliche del corso d'acqua in analisi. I dati necessari sono i profili di fondo (sezioni trasversali), le lunghezze dei tratti e la scabrezza dell'alveo e delle aree golenali.

Scabrezza

Il programma consente di assegnare differenti valori di scabrezza a diverse zone della sezione, senza limiti per l'estensione di queste ultime. Nel caso in esame sono stati assegnati i seguenti valori di scabrezza di Manning per l'alveo principale e le zone golenali, in relazione ai valori di scabrezza indicati nella relazione del PAI, alle risultanze dei sopralluoghi e delle foto aeree disponibili (più sotto riportate):

alveo principale $n= 0.050$

golena destra	n= 0.067
golena sinistra	n= 0.060

Per il corretto utilizzo di HEC-RAS, la caratteristica più importante da rappresentare è la geometria dell'alveo. E' importante sottolineare che il programma esegue una connessione tra due sezioni contigue mediandone linearmente le caratteristiche geometriche. Quindi è opportuno che due sezioni contigue varino gradualmente affinché la realtà non si discosti dalla rappresentazione del programma.

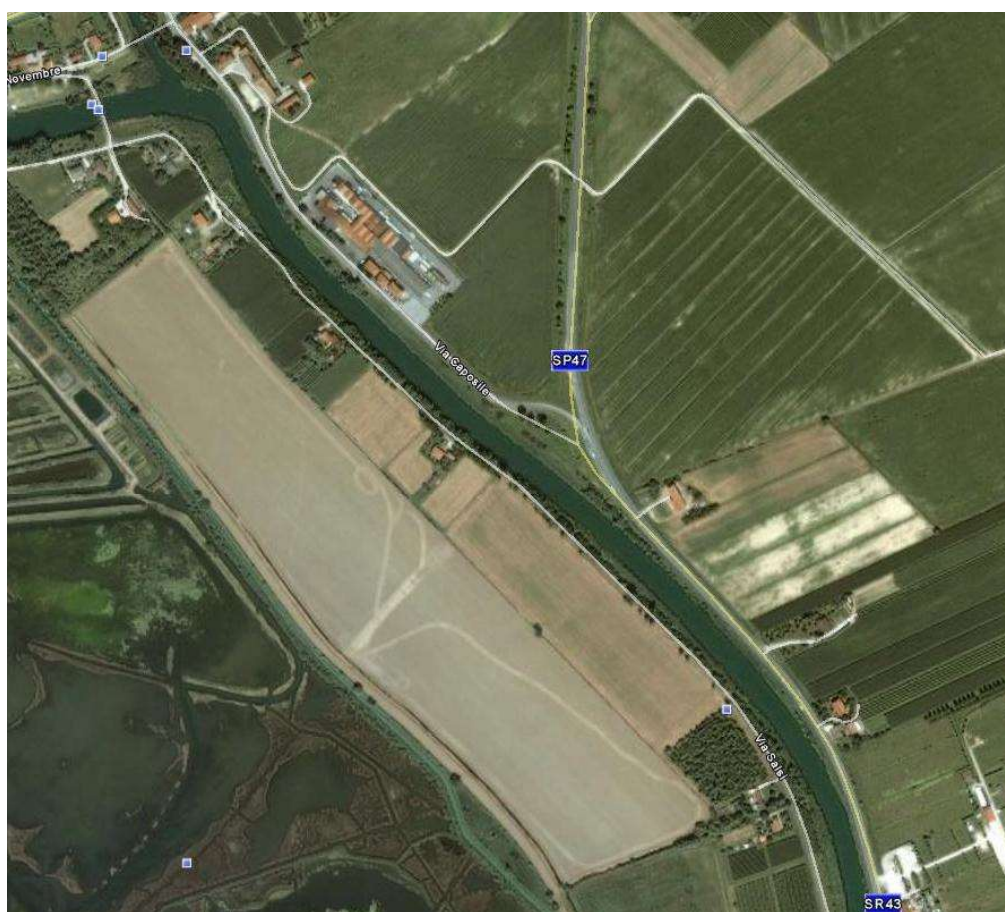


FIGURA 1 – FIUME SILE: FOTO AEREA TRATTO MODELLATO

Sezioni trasversali

La geometria di ciascun tronco d'alveo è definita mediante la forma e le caratteristiche idrauliche delle due sezioni che lo delimitano; il posizionamento delle sezioni lungo il corso d'acqua deve pertanto essere effettuato nei punti caratteristici di un tratto di un fiume dove avvengano cambi significativi o della geometria del canale

o delle caratteristiche idrauliche. Cambi di geometria dell'alveo ordinario o delle zone golenali causano variazioni dell'area bagnata di origine naturale o artificiale, come ad esempio nel caso di ponti. Variazioni delle caratteristiche idrauliche possono occorrere in corrispondenza di cambi di pendenza, scabrezza o portata.

Le sezioni trasversali devono avere le seguenti caratteristiche.

- Devono essere perpendicolari alla direzione della corrente.
- Le coordinate dei punti delle sezioni sono generalmente date iniziando dalla sponda sinistra guardando da monte verso valle.
- I punti per ogni sezione possono essere fino a 500.
- L'utilizzatore deve specificare i limiti dell'alveo centrale e le variazioni di scabrezza lungo le sezioni.

La determinazione di una lunghezza media ragionevole dei singoli tronchi del corso d'acqua, per procedere alla ubicazione delle sezioni, può essere effettuata sulla base delle dimensioni dell'alveo, della pendenza, della variabilità delle sezioni, dal metodo per il calcolo delle perdite di carico e dal tipo di studio.

Le sezioni trasversali, sono state posizionate in modo opportuno per la rappresentatività del modello matematico di simulazione, interessando il possibile alveo di piena così come desunto da calcoli idraulici preliminari.

In particolare sono stati seguiti i seguenti criteri:

- Le quote altimetriche sono state rilevate in valore assoluto.
- Le sezioni sono posizionate in modo tale da rappresentare le singolarità dell'alveo e le variazioni delle dimensioni dello stesso lungo il tratto di indagine.

Il profilo, della corrente è ricostruito automaticamente dal programma che distingue il carattere della corrente calcolando la altezza critica e confrontandola con la altezza liquida nella sezione, da monte verso valle, nei tratti in corrente veloce e da valle verso monte nei tratti in lenta.

La geometria delle sezioni è stata implementata a partire dal modello tridimensionale del terreno in scala 1:2.000.

E' stato modellato un tratto di circa 900 m tra la sezione in corrispondenza dell'Azienda agricola De Zuliani (circa 300 m a valle della confluenza del Piave Vecchia) e la sezione poco a monte dell'Idrovora Salsi-Musile, mediante 8 sezioni trasversali poste a passo 100 m, come illustrato nella figura seguente.



FIGURA 2 – UBICAZIONE DELLE SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO

2.3.2. Condizioni iniziali

Al fine di far effettuare ad HEC-RAS l'integrazione del profilo idrico è necessario specificare la portata e la relativa altezza idrica alla prima sezione di calcolo. L'altezza d'acqua iniziale può essere specificata in una delle seguenti maniere:

- come altezza critica della sezione per la portata data.
- come altezza nota in funzione del valore di portata.
- con il metodo della "slope-area".
- come altezza assegnata.
- imponendo un valore assegnato alla pendenza motrice.

L'uso del primo metodo è appropriato quando una soglia od altro inducono il profilo idrico ad avvicinarsi allo stato critico.

Il secondo metodo è utilizzabile se alla sezione di partenza è disponibile una scala di deflusso che possa essere usata per determinare l'altezza iniziale del profilo .

Il metodo della "slope-area" calcola la portata defluente per un tratto di geometria nota a partire dalle altezze d'acqua note all'estremità del tratto in esame. In pratica per tentativi successivi si calcola la portata la cui perdita di carico coincide con il dislivello dato come input.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del F. Sile, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo dei profili di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l'altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo (circa 0.1% sia a monte che a valle).

2.3.3. Lettura dei risultati: profili, sezioni e tabulati di calcolo

I risultati delle elaborazioni sono sintetizzati sia graficamente che in forma di tabelle nell'**Allegato A**.

Sono riportati, oltre ad uno stralcio planimetrico su DTM del tratto indagato con le tracce delle sezioni utilizzate, il profilo 3D ed il dettaglio delle singole sezioni nel quale è rappresentato il tirante idrico con l'altezza critica ed il carico totale, relativi all'evento duecentennale.

I tabulati riassuntivi di calcolo, che riportano, per ogni sezione, le grandezze idrauliche più significative per l'interpretazione del deflusso in alveo (portate, quote fondo alveo, livelli idrici, tiranti, velocità, numero di Froude, ecc), sono relativi anche all'evento con $Tr = 100$ anni.

Dall'esame dei risultati della simulazione in moto permanente, per l'evento duecentennale, si può constatare che il deflusso in golena sinistra – ovvero quella che interessa la rotatoria in cui si innesta il tracciato di progetto – appare contenuto entro la sponda golenale, confermando i risultati della modellazione del PAI redatto dall'AdB Sile.

Si rileva invece che in golena destra, in un tratto in corrispondenza della sez. 763, la piena duecentennale non è contenuta all'interno dell'alveo golenale esondando in destra idraulica.

I tiranti idrici di thalveg nel tratto indagato sono dell'ordine di $2,5 \div 3$ m, mentre le velocità di deflusso in asse sono dell'ordine di $1 \div 2$ m/s.

Il deflusso si mantiene in corrente lenta per l'intero tratto, mentre non si rilevano ostacoli costituiti da ponti o altri attraversamenti che ne perturbano il moto.

3. ATTRAVERSAMENTI SECONDARI: TOMBINI IDRAULICI

I criteri di progetto seguiti nel dimensionamento delle opere di attraversamento e presidio in corrispondenza dei corsi d'acqua minori realizzati con tombini consistono essenzialmente in:

- garantire l'assenza di rigurgiti sia in corrispondenza delle portate di modellamento che in quelle di progetto;
- assicurare con un periodo di ritorno di 200 anni la sicurezza dell'infrastruttura stradale.

In merito al secondo punto, trattandosi di canali di bonifica a scolo meccanico, le cui sezioni sono in genere dimensionate per tempi di ritorno di 30+50 anni le verifiche idrauliche sull'evento duecentennale appaiono eccessivamente cautelative.

Tuttavia si è optato di effettuare ugualmente le verifiche a 200 anni onde verificare il comportamento idraulico dell'opera in condizioni estreme, mentre risulterà a maggior ragione verificata per gli eventi di tempo di ritorno inferiore.

Nel dimensionamento delle opere si è cercato di non determinare restringimenti significativi delle sezioni del corso d'acqua verificando che i massimi livelli per l'evento di progetto non determinino gradi di riempimento superiori al 70% dell'altezza dell'opera durante il normale funzionamento.

Particolari accorgimenti sono stati adottati per una corretta manutenzione dell'opera, onde poter ridurre al minimo gli interventi atti a garantirne l'efficienza ed, in ogni caso, a ridurre a livelli minimi i costi delle opere.

Nella redazione del progetto è stato utilizzato un programma di calcolo automatico per il dimensionamento e la verifica idraulica, con la portata di progetto $T_r = 200$ anni, dei manufatti di attraversamento dei canali di bonifica intersecati dal nuovo tracciato. Nei paragrafi seguenti vengono analizzate le singole interferenze ed esposti i caratteri principali del codice impiegato.

3.1. ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE

Procedendo in ordine di progressive, ovvero da ovest a est, la prima interferenza con il reticolo dei canali di bonifica è rappresentata dal Canale Zuliani alla prog. 0+840 che viene superato mediante uno scatolare di sezione 5.00x3.50 m, che appare sovradimensionato rispetto alle attuali dimensioni del canale visibili nella seguente figura:



FIGURA 3 – CANALE ZULIANI IN CORRISPONDENZA DELL'INTERFERENZA DI PROGETTO

Il Consorzio di Bonifica Veneto Orientale ha però in progetto il collegamento idraulico dei bacini Caposile e Cavazuccherina mediante sifone sottopassante la Piave Vecchia. Il canale è previsto in adiacenza alla Variante per la S.S. n. 14 dal sottopasso per via Chiesanuova alla rotatoria, per poi attraversare la stessa (lungo i raggi per la via Caposile e per il raccordo con la S.P. per Jesolo) e portarsi quindi in testa al canale Finotto, proseguendo poi per il canale Zuliani, Sesto e Francescata verso le idrovore Pesarona e Jesolo.

Il canale è previsto con base di m 5,00 e scarpate 3/2. La nuova Superstrada del Mare va a collocarsi sul sedime previsto per il nuovo canale che dovrà pertanto essere spostato in fregio alla stessa ed alla rotatoria sul lato Sud-Ovest con sottopassante della strada stessa all'origine del canale Finotto.

Il tracciato di progetto interferisce quindi con il futuro canale di collegamento in corrispondenza del canale Zuliani. Questo è il motivo per il quale il manufatto di attraversamento è stato previsto di sezione adeguata alle future funzioni.

In fase di esecuzione delle opere si renderà necessario dapprima spostare verso sud il tratto di scorrimento attuale parallelo all'asse stradale. Tale intervento è reso necessario per permettere l'accesso ai fondi dalla controstrada.

Il canale funge anche da recapito per le acque drenate dalla piattaforma nei fossi di guardia dell'asse principale.

Tra le prog. 0+900 e 0+1500 circa è stata rilevata l'interferenza con la canaletta irrigua Francescata. Attualmente tale canaletta scorre a cielo aperto parallelamente alla strada esistente. In accordo col Consorzio

di Bonifica Veneto Orientale, si provvederà al suo tombinamento per l'intero tratto parallelo alla strada con una condotta in tubi in c.a. per irrigazione del diametro interno di 80 cm e con pozzetti a tenuta del tipo a pressione ogni 50 m con derivazione con saracinesca DN 250 mm e tubazione in PVC a valle fino alle fossaline. Al fine di garantire un facile e sicuro accesso alle saracinesche, è previsto lo spostamento del tombinamento della canaletta sul sedime della contro strada.

Proseguendo in direzione nord-est il tracciato supera il Canale Primo mediante scatolare di sezione 4,00x2,50 m alla prog. 2+068.

Il Canale attualmente presenta sezione trapezia di base minore pari a circa 2,5 m e sponde inclinate 3/2, come mostrato nella seguente figura:



FIGURA 4 – CANALE PRIMO IN CORRISPONDENZA DELL'INTERFERENZA DI PROGETTO

Alla prog. 2+610 circa si rende necessaria la realizzazione di un tombino a sifone di sezione Φ 1000 mm per risolvere l'interferenza con la canaletta irrigua Bari Cavai.

L'ultimo canale da superare è il Canale Caposile alla prog. 3+115.

Tale canale presenta allo stato attuale sezione trapezia di base minore 1,50 m, base maggiore 6,80 m e sponde inclinate 3/2.

Il canale nel tratto a monte dell'attraversamento si presenta come mostrato in figura 5.



FIGURA 5 – CANALE CAPOSILE A MONTE DELL'INTERFERENZA DI PROGETTO

Nel progetto si prevede di risolvere l'interferenza con il suddetto canale mediante tombino scatolare 4,00x2,50 m.

Si evidenzia infine che le dimensioni dei manufatti di attraversamento e le relative quote di scorrimento sono state concordate con il Consorzio di Bonifica.

Si riassumono di seguito le principali caratteristiche dei canali e delle opere di attraversamento.

TABELLA 1 - CARATTERISTICHE DEI CANALI E DELLE OPERE DI ATTRAVERSAMENTO

Progressiva	Denominazione	Portate di progetto			Sez scatolare
		Q(Tr=50)	Q(Tr=100)	Q(Tr=200)	
		<i>mc/s</i>	<i>mc/s</i>	<i>mc/s</i>	m
0+840	Canale Zuliani	15.85	19.27	22.63	5x3.5
2+068	Canale Primo	13.42	16.40	19.32	4x2.5
3+115	Canale Caposile	14.59	17.75	20.84	4x2.5

3.2. IL PROGRAMMA BCAP (BROKEN-BACK CULVERT ANALYSIS PROGRAM)

Il programma BCAP è un software implementato dall'Università del Nebraska-(Department of Civil Engineering) per il Dipartimento delle strade del Nebraska ed ha lo scopo di consentire un supporto alla progettazione ed alla verifica delle intersezioni dei corsi d'acqua minori con le infrastrutture viarie come strade e ferrovie.

Il software utilizza le stesse routines del programma FHWA HY-8 sviluppato dalla Federal Highway Administration, in accordo ai criteri della FHWA definiti nelle pubblicazioni seguenti: HDS-5, "Hydraulic Design of Highway Culverts," e HEC-14, "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels".

Rispetto all'HY-8 il BCAP è in grado di modellare anche attraversamenti con due cambi di livelletta all'interno dello stesso manufatto.

I principali risultati che si possono ottenere tramite questo programma sono:

determinare la dimensione, la forma ed il numero di opere d'arte (tombini e scotolari)necessari a far defluire una portata di progetto;

definire la capacità di deflusso di un manufatto esistente imponendo il livello idricoammisibile di monte;

calcolare il livello idrico raggiunto a monte del manufatto per far defluire una determinata portata, sia in condizioni di normale deflusso che in condizioni di acqua ferma all'imbocco.

determinare la scala di portata o altre relazioni tra le principali variabili idrauliche per determinare il livello di rischio della struttura.

determinare il profilo idrico della portata transitante nell'opera.

Il programma fornisce direttamente output sintetici con le variabili principali della simulazione ed alcuni grafici che mostrano il comportamento idraulico della struttura al variare della portata di progetto o del livello idrico di monte.

3.2.1. Dati di input e valori di output

I dati di ingresso sono i seguenti:

Culvert Data

- project name : nome del progetto
- the station or location : progressiva
- the date (automatically set) : data

I dati di portata sono :

- minimum discharge : portata minima di deflusso
- design discharge : portata di progetto
- maximum discharge : portata massima di deflusso
- number of barrels : numero di manufatti

La portata di progetto deve essere sempre maggiore della minima, mentre quella massima sarà di norma maggiore o pari a quelle di progetto. Tali dati sono utilizzati solo nel caso si vogliano determinare le scale di deflusso del manufatto ed eseguire analisi di sensitività. Nel caso specifico è stata condotta solo l'analisi per la portata di progetto.

I dati del tombino prevedono:

- culvert shape : forma del tombino
- size : dimensioni
- inlet : tipo di imbocco
- material : materiale
- roughness coefficients : scabrezza di Manning.

I dati di output sono i seguenti:

- headwater depth : carico idraulico totale in coordinate relative, della corrente nel tombino. Tale valore è stato assunto come livello idrico all'imbocco nel caso in cui il tombino preveda acqua ferma (es. un pozzo) all'ingresso.
- inlet control elevation : quota assoluta del carico all'imbocco
- inlet depth : altezza idrica all'imbocco nel caso di imbocco senza pozzo di ingresso, ovvero considerando il carico cinetico all'ingresso
- break control elevation : carico idraulico in termini di quote assolute
- critical depth : altezza critica
- tailwater depth : altezza idrica nel canale di valle
- occurrence of a hydraulic jump : presenza di risalto idraulico

- hydraulic jump location (if occurred) . posizione del risalto
- hydraulic jump length (if occurred) lunghezza del risalto
- outlet depth : altezza idrica nella sezione di sbocco
- outlet velocity : velocità nella sezione di sbocco
- outlet Froude number : numero di Froude nella sezione di sbocco.

In Allegato si riporta una tabella di sintesi dei calcoli eseguiti e delle altezze idriche all'imbocco e sbocco determinate, con le relative percentuali di riempimento sempre inferiori al 70%.

Si riportano inoltre i tabulati di input ed output, nonché i profili della corrente dei singoli manufatti.

Si illustra di seguito il modulo relativo alla verifica delle opere d'arte di attraversamento dei corsi d'acqua minori.

3.2.2. Il calcolo idraulico

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perchè può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.

Come già accennato, per affrontare il calcolo idraulico il programma BCAP segue le indicazioni del manuale di progettazione Hydraulic Design Series No. 5, Hydraulic Design of Highway Culverts (1985) redatto dall'agenzia americana U.S. Federal Highway Administration.

L'approccio utilizzato affronta il problema individuando due possibili sezioni di controllo per il moto: l'ingresso (Inlet control) e l'uscita (Outlet control).

Sezione di controllo all'ingresso. Essa si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

Sezione di controllo all'ingresso. Essa si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

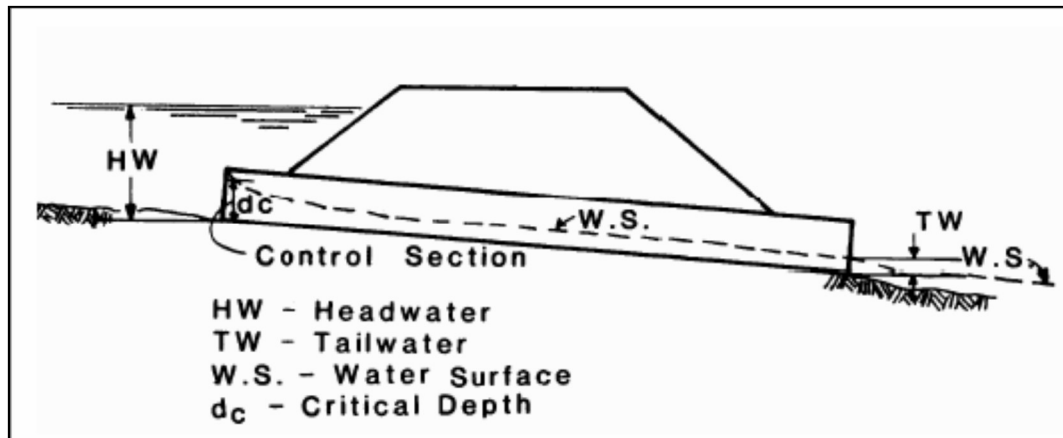


FIGURA 6 – ESEMPIO DI MOTO CONTROLLATO DALLA SEZIONE DI INGRESSO

Sezione di controllo all'uscita. Si realizza quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.

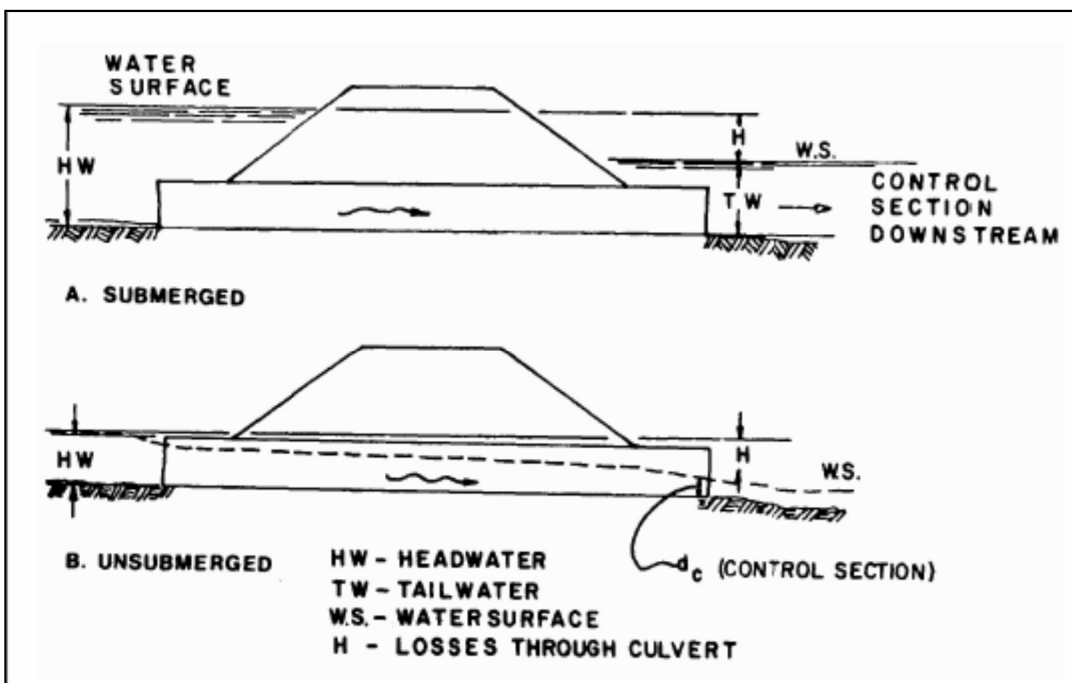


FIGURA 7 - ESEMPI DI MOTO CONTROLLATO DA SEZIONI A VALLE DEL TOMBINO

3.2.3. Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo all'ingresso

Le equazioni del deflusso dipendono dal fatto che l'imbocco del tombino sia sommerso o meno. Il manuale HDS-5, già citato fornisce le equazioni sulla base del parametro (non adimensionale):

$$Q / AD^{0,5} \text{ (ft}^{0,5} / \text{s)}$$

dove $Q(\text{ft}^3/\text{s})$ è la portata, $A(\text{ft}^2)$ è la sezione del tombino e $D(\text{ft})$ l'altezza interna.

Dato che $1 \text{ ft} = 0,3048 \text{ m}$ possiamo calcolare il fattore di conversione $1 \text{ (m}^{0,5}/\text{s)} = 1,81 \text{ (ft}^{0,5}/\text{s)}$ per le unità del SI. Riferendoci a questo sistema di misura le equazioni hanno le seguenti forme:

Se $Q / AD^{0,5} < 1,932$ -Imbocco non sommerso

$$Hw_i = Hc / D + K [1,81 * Q / AD^{0,5}] - 0,5 * S$$

Se $Q / AD^{0,5} > 2,208$ -Imbocco sommerso

$$Hw_i = c [1,81 * Q / AD^{0,5}]^2 + Y - 0,5 * S$$

Se $1,932 < Q / AD^{0,5} < 2,208$ -Zona di transizione

Si interpola linearmente tra le due equazioni precedenti.

Dove Hw_i è l'altezza idrica prima dell'imbocco, nel caso di velocità di arrivo nulla; Hc è l'energia critica; S è la pendenza della condotta; K , M , Y e c sono dei coefficienti dipendenti dalla forma dell'imbocco, dai materiali e dall'equazione usata.

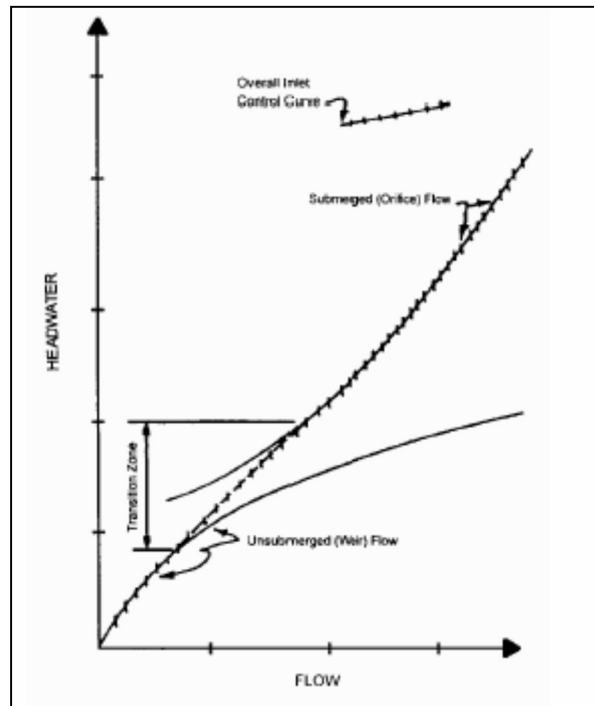


FIGURA 8– ANDAMENTO TIPICO DELLA SCALA DI PORTATA PER MOTO CONTROLLATO DA MONTE

3.2.4. Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo a valle

Il calcolo viene eseguito sulla base dell'equazione di conservazione dell'energia:

$$H_{W_o} + v_u^2 / 2g = TW + v_d^2 / 2g + H_L$$

dove i simboli hanno il significato indicato in figura.

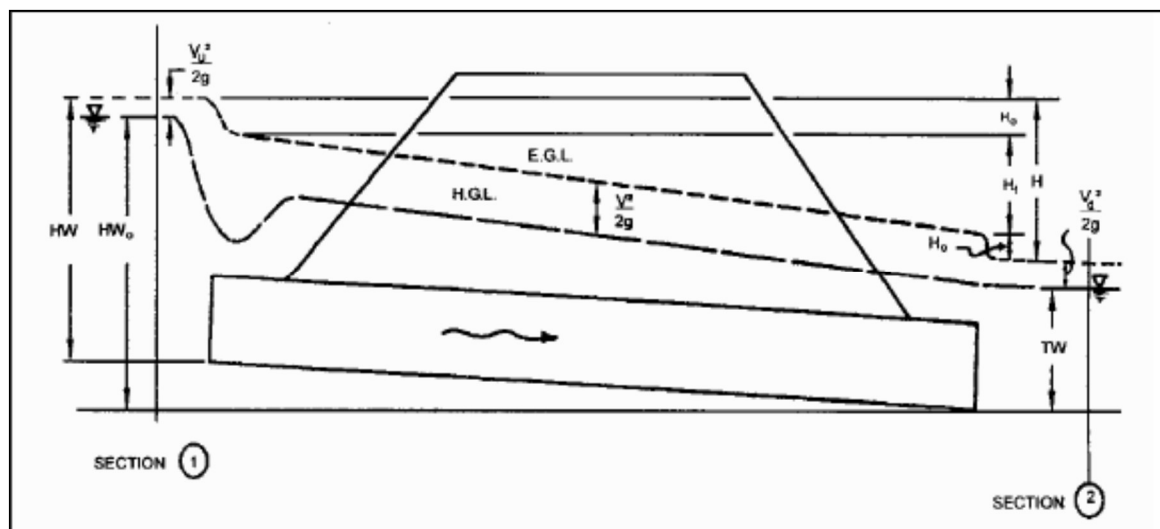


FIGURA 9 – SIGNIFICATO DELLE VARIABILI USATO PER IL CALCOLO DEI TOMBINI CON SEZIONI DI CONTROLLO A VALLE

Il pelo libero di moto permanente viene integrato utilizzando gli usuali metodi numerici e tenendo conto della pendenza dello stato rapido o lento della corrente e degli eventuali risalti idraulici.

3.2.5. Tailwater – La condizione al contorno di valle

Nell'analisi delle strutture esistenti e nel progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle. A questo scopo è possibile definire la sezione del canale e la sua scabrezza sia per canali con sezione geometrica (rettangolare, trapezia ecc...) sia per alvei naturali.

Il calcolo del moto uniforme si basa sulla formula di Manning:

$$v = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$$

dove

v (m/s) è la velocità media della corrente;

R (m) è il raggio idraulico;

S è la pendenza della linea dell'energia ed

n è il coefficiente di scabrezza dipendente dalle caratteristiche dell'alveo: nel caso di canali rivestiti in materassi paria a 0.025, nel caso di canali rivestiti in cls pari a 0.013

I risultati delle verifiche per Tr 200 anni sulle opere di attraversamento dei tre canali di bonifica sono riportate nell'**Allegato B**.

Come si può riscontrare i franchi in canna risultano superiori al 25% dell'altezza utile, mentre all'imbocco si riscontra qualche criticità che non si verifica per i tempi di ritorno inferiori.

3.3. OPERE PROVVISORIALI PER LA REALIZZAZIONE DEGLI SCATOLARI

Per consentire la realizzazione degli scatolari di attraversamento dei canali di bonifica saranno predisposti dei collettori di by-pass in fase di costruzione che consentiranno di deviare temporaneamente i corsi d'acqua in corrispondenza dei manufatti, garantendo continuità al deflusso.

A tal fine sono state stimate le portate dei canali con tempo di ritorno pari a 5 anni, di seguito tabellate:

TABELLA 2 - ALTEZZA DI PIOGGIA LORDA E NETTA E PORTATA DI PIENA PER $Tr=5$ ANNI PER I TRE CANALI

	Altezza di pioggia lorda	Altezza di pioggia netta	Portate di piena
	$h_{Tr=5}$	$h_{Tr=5}$	$Q_{Tr=5}$
	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mc/s</i>
Canale Zuliani	54.30	14.22	6.45
Canale Primo	51.32	11.66	5.27
Canale Caposile	50.83	12.23	5.85

Pertanto saranno predisposti due tubazioni in c.a. di diametro 1500 mm affiancate che consentiranno di far transitare la portata di progetto con un franco del 25% dell'altezza utile, come mostrato nella seguente verifica speditiva in moto uniforme:

TABELLA 3 - VERIFICA A MOTO UNIFORME DELLA SEZIONE CIRCOLARE DN 1500 MM

VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE DN 1500 mm			
Portata di progetto	Q	(m^3/s)	6.450

coefficiente di Glaukler	k	$m^{1/3}/s$	75
Diametro esterno	De	m	1.55
spessore	s	mm	25
pendenza piezometrica	J	m/m	0.002
Diametro interno	D	m	1.5
coefficiente di Manning	n	$s/m^{1/3}$	0.0133
raggio	r	m	0.75

altezza	larghezza	area bagnata	contorno bagn.	velocità	grado di riempimento	portata	angolo
h	b	A	C	v		Q	α
(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m/s)	(%)	(m^3/s)	
1.13	0.65	1.422	3.14	1.98	75.0	2.811	4.189

4. L'INVARIANZA IDRAULICA

Per trasformazione del territorio "ad invarianza idraulica" si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa.

Al fine di garantire l'invarianza idraulica delle trasformazioni urbanistiche, è prescritto di realizzare un volume minimo di invaso atto alla laminazione delle piene, da collocarsi, in ciascuna area in cui si verifichi un aumento delle superfici impermeabili, a monte del punto di scarico dei deflussi nel corpo idrico recettore. Detto volume minimo d'invaso deve essere realizzato in ogni intervento che modifichi le condizioni preesistenti del sito in termini di permeabilità delle superfici.

4.1. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

L'intervento 'Armellina' prevede la realizzazione di una strada unicursale con innesto sulla strada S.P. n.43 Portegrandi-Jesolo, a sud dell'abitato di Caposile, mediante una rotatoria a ridosso del Fiume Sile. Il tracciato prosegue poi verso nord-est intersecando via via i collettori di bonifica sopra descritti fino a raggiungere la rotatoria a sud del centro di Passarella.

È prevista una corsia per senso di marcia della larghezza di 3,75 m con banchina esterna di 1,50 m. Separate dal fosso di guardia in terra vi sono le controstrade per l'accesso ai fondi di larghezza 5,0 m con banchina ad ambo i lati di larghezza pari a 0,50 m. A ridosso della futura autostrada del mare e di via Bonifica sono previsti due sottopassi per le controstrade in modo da unire il lato nord con il lato sud; idem nei pressi di via Bari Cavadi.

La figura seguente illustra l'ambito di intervento.

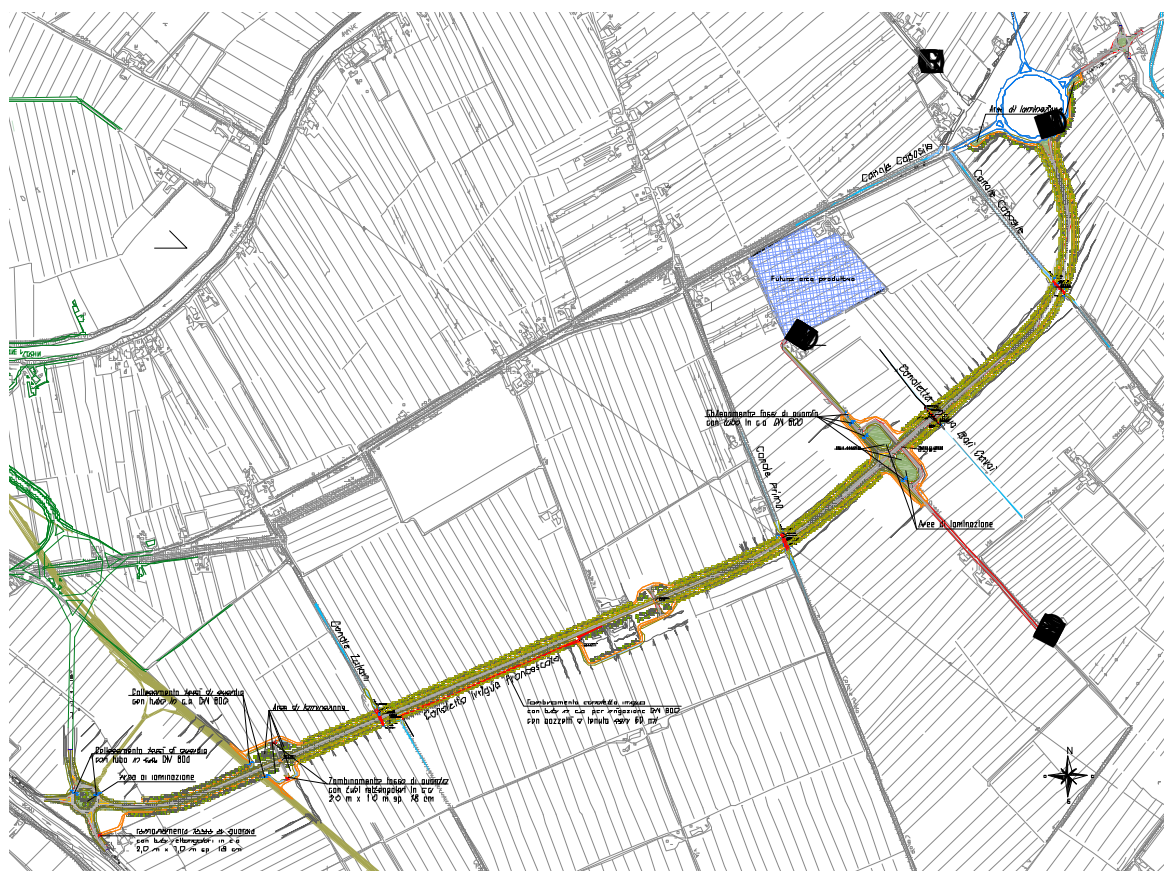


FIGURA 10 - AREA DI INTERVENTO: STATO DI PROGETTO

La necessità di invasare le maggiori portate derivate dall'incremento di impermeabilizzazione del territorio ed il bisogno di garantire il naturale scolo delle acque provenienti dai terreni circostanti, ha spinto la progettazione ad adottare diverse scelte. Prima fra tutte è la realizzazione di una controstrada di accesso ai fondi parallelamente a tutto il tracciato stradale. Contestualmente a ciò si sono realizzati dei fossi di guardia in grado di captare solo le acque provenienti dalle superficie impermeabilizzate, mentre le controstrade impediscono alle acque di scolo provenienti dai terreni adiacenti di defluire verso i fossi di guardia.

L'intervento prevede sostanzialmente un riassetto della rete di bonifica esistente. Nelle opere di progetto è prevista la raccolta delle acque di scolo ed il loro conferimento al recipiente originario, spesso raggiunto mediante tombinamenti sottopassanti la nuova viabilità. Tali opere sono necessarie in quanto la rete di fossi di guardia di nuova realizzazione dovrà necessariamente comunicare con la rete di bonifica.

L'intervento Calvecchia prevede la realizzazione dello scavalco della S.S. n.14 "della Venezia Giulia" in prossimità della rotatoria sulla statale in località Calvecchia. Le opere complementari all'intervento quali le bretelle di collegamento alla rotatoria prima degli accessi alle rampe dello scavalco sono già in fase di

esecuzione e permetteranno l'uscita o l'ingresso alla variante della S.S. n.14 che collegherà il casello autostradale della A4 di Noventa di Piave al nuovo ponte sul Fiume Piave.

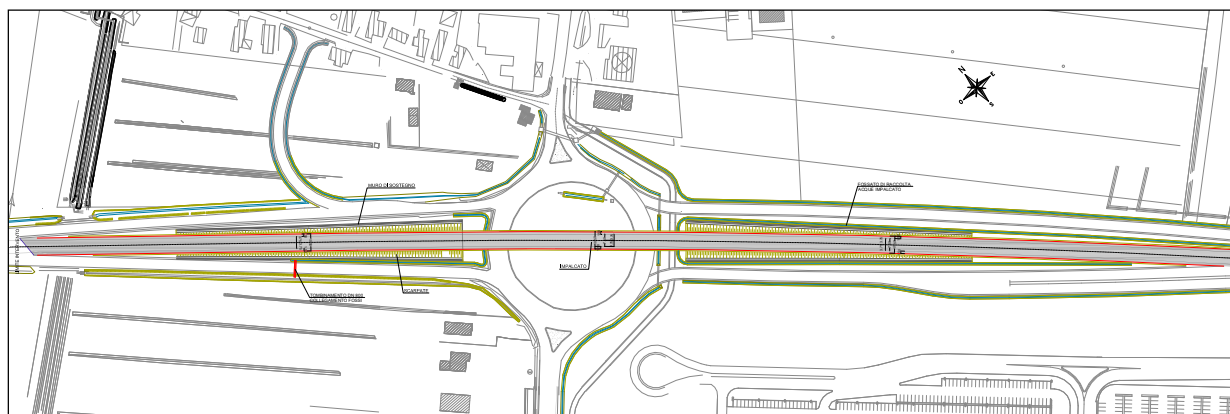


FIGURA 11 - CALVECCHIA: AREA DI INTERVENTO E STATO DI PROGETTO

Sulla base delle figure 4 e 5 si è analizzato l'intero ambito d'intervento individuando le superfici impermeabilizzate e quelle che rimarranno agricole. Da tali immagini si è ricavato il coefficiente di deflusso medio dell'area di intervento come media pesata dei singoli coefficienti di deflusso che caratterizzano le diverse tipologie di uso del suolo.

Le tabelle seguenti riportano la suddivisione per tipologia di copertura del suolo ed i corrispettivi coefficienti di deflusso medi.

TABELLA 4 - TABELLA RIASSUNTIVA DELLA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO 'ARMELLINA'

Tipologia uso del suolo	Tracciato	L	B	A	ϕ	A* ϕ
		m	m	mq		
Pav. impermeabile	asse	3550	10.5	37275	0.9	33547.5
Pav. impermeabile	Rotatoria + rami	353	9	3177	0.9	2859.3
Pav. semipermeabile	viabilità locale	8491	5	42455	0.6	25473
Aree a verde	scarpate asse	3550	8	28400	0.5	14200
Aree a verde	Rotatoria + rami	353	8	2824	0.5	1412
Aree a verde	viabilità locale	8491	3.3	28020.3	0.5	14010.15
Aree a verde	interno rotatoria			3630	0.2	726
				145781	0.63	92228

TABELLA 5 - TABELLA RIASSUNTIVA DELLA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO 'CALVECCHIA'

Tipologia uso del suolo	Tracciato	L	B	A	ϕ
		m	m	mq	
Pav. impermeabile	asse	600	14.5	8700	0.9

4.2. CALCOLO DEI VOLUMI DA RENDERE DISPONIBILI PER LA LAMINAZIONE

Noto il coefficiente di deflusso medio e le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica si possono calcolare per varie durate della precipitazione le altezze di pioggia efficaci e quindi i volumi di afflusso complessivi relativi alla superficie afferente.

Il calcolo dei volumi da rendere disponibili per l'invaso delle maggiori portate generate dalla nuova configurazione di progetto può essere con buona approssimazione condotto come differenza tra i volumi affluiti alla rete ed i volumi massimi ammessi alla rete idrografica ricettiva.

Considerando accettabile immettere alla rete idrografica una portata non superiore a quella desumibile da un coefficiente udometrico di 10 l/s,ha, si possono calcolare, tramite l'equazione seguente, i massimi volumi di invaso relativi ad una determinata durata τ della precipitazione.

$$W_i = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \tau^n - Q_u \cdot \tau$$

dove:

W_i è il volume di invaso;

W_e è il volume in ingresso;

W_u è il volume in uscita;

S è la superficie scolante;

φ è il coefficiente di deflusso medio dell'area;

τ è la durata della precipitazione.

La durata critica, ossia la durata per la quale si ha il massimo volume di invaso da rendere disponibile, si ottiene ponendo nulla la derivata prima, in funzione del tempo, dell'equazione sopra riportata.

Si ottiene dunque:

$$\tau_{cr} = \left(\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e conseguentemente

$$W_{i_m} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \cdot \left(\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

L'applicazione di tale metodo, trascurando il processo di trasformazione afflussi deflussi che avviene nel bacino scolante, comporta una sopravvalutazione delle portate di piena in ingresso alla rete e conseguentemente dei volumi in invaso.

Poiché come si è visto l'area di 'Armellina' è intersecata da diversi corpi idrici, si è suddiviso l'intero ambito d'intervento in diversi sottoambiti, ciascuno dei quali prevede la raccolta e lo smaltimento delle acque di piattaforma in forma autonoma.

Il primo sottoambito comprende la rotatoria a ridosso del Fiume Sile e la viabilità fino al Canale Zuliani; quest'ultimo fungerà anche da corpo ricettore delle maggiori portate intercettate dal sedime stradale.

Il secondo sottoambito va dal Canale Zuliani fino al Canale Primo. Questa porzione di strada comprende anche un sottopasso a servizio della viabilità secondaria a ridosso di via Bonifica. Tale opera comporta una diversificazione dei corpi idrici ricettori che sono il Canale Zuliani per la parte a sud-ovest del sottopasso e il Canale Primo per la parte a nord-est.

Il terzo sottoambito è compreso tra il Canale Primo e il Canale Caposile. Anche in questo caso vi è una diversificazione dello scarico in quanto nei pressi di via Bari Cavadi si prevede la realizzazione di un altro sottopasso a servizio sempre della strada secondaria.

Il quarto sottoambito comprende infine la porzione di strada dal Canale Caposile fino alla rotatoria di Passarella; lo scarico avviene nel Canale Caposile.

In base a queste considerazioni la tabella seguente mostra la suddivisione delle superficie che si ottiene:

sottoambito	Recapito		L m	B m	A mq	φ	A*φ	φ medio
Rotatoria + pr. 0-536	F. Sile	asse	536	10.5	5628	0.9	5065.2	
		scarpate	536	8	7112	0.5	3556	
		rotatoria			3630	0.2	726	
		viab loc	1272	8.8	11194	0.6	6716.16	
						27564		16063.36
pr. 536 - 1670	Canale Zuliani	asse	1134	10.5	11907	0.9	10716.3	
		scarpate	1134	8	9072	0.5	4536	
		viab loc	2668	8.8	23478	0.6	14087.04	
						44457		29339.34
pr. 1670-2500	Canale Primo	asse	830	10.5	8715	0.9	7843.5	
		scarpate	830	8	6640	0.5	3320	
		viab loc	2060	8.8	18128	0.6	10876.8	
						33483		22040.3
pr. 2500 - 3530	Canale Caposile	asse	1030	10.5	10815	0.9	9733.5	
		scarpate	1030	8	8240	0.5	4120	
		viab loc	2460	8.8	21648	0.6	12988.8	
						40703		26842.3

L'applicazione delle equazioni sopra riportate ha portato ad individuare per i diversi sottoambiti i seguenti risultati:

VOLUMI IN INGRESSO

A*h*φ

sottoambito	Recapito	tc	A	φ medio	h ₅₀	h ₅₀	Wi
		min	mq		mm	m	mc
Rotatoria + pr. 0-536	F. Sile	11.17	27564	0.58	31.2	0.0312	501
pr. 536 - 1670	Canale Zuliani	23.63	44457	0.66	49.0	0.0490	1438
pr. 1670-2500	Canale Primo	17.29	33483	0.66	41.2	0.0412	907
pr. 2500 - 3530	Canale Caposile	21.46	40703	0.66	46.5	0.0465	1249
							4096

VOLUMI IN USCITA

sottoambito	coeff udom	tc	A	A	Portata in uscita	Wu
		min	mq	kmq		
Rotatoria + pr. 0-536	1	11.17	27564	0.0275636	0.027564	18.5
pr. 536 - 1670	1	23.63	44457	0.0444574	0.044457	63.0
pr. 1670-2500	1	17.29	33483	0.033483	0.033483	34.7
pr. 2500 - 3530	1	21.46	40703	0.040703	0.040703	52.4
						168.6

VOLUMI DI COMPENSO				Volumi da compensare
Fossi di guardia sottoambito	L	A	V	
	m	mq	mc	Wi-Wu
Rotatoria + pr. 0-536	1370	2	2740	483
pr. 536 - 1670	2146	2	4292	1375
pr. 1670-2500	1828	2	3656	873
pr. 2500 - 3530	1814	2	3628	1197
	7158		14316	3928

Per quanto riguarda il progetto 'Calvecchia' i risultati ottenuti sono di seguito riportati:

TABELLA 6 - RISULTATI OTTENUTI PER IL PROGETTO "CALVECCHIA"

portata consentita allo scarico Q [l/s]	8,80
durata critica t [ore]	8,15
massimo volume di invaso V [m ³]	675
volume di invaso specifico [m ³ /ha]	767

4.3. DESCRIZIONE DEI VOLUMI D'INVASO

I volumi necessari alla laminazione vengono realizzati sotto forma di fossi di guardia che corrono paralleli alla sede stradale. Per 'Armellina' si ipotizza una sezione tipo con base pari a 0,50 m, altezza di 1,00 m e scarpata 3:2, per 'Calvecchia' si considera invece una sezione tipo con base pari a 0,60 m, altezza di 0,80 m e scarpata 1:1.

Queste opere di laminazione raggiungono per 'Armellina' una lunghezza complessiva di oltre 7000 m garantendo una capacità di invaso maggiore di 14000 mc e pertanto un volume specifico pari a circa 980 mc/ha che supera abbondantemente la richiesta di invaso.

Per 'Calvecchia' invece si raggiungono gli 835 m di sviluppo di fossi di guardia che garantiscono un invaso massimo di 935 mc per un volume specifico di 1075 mc/ha, di gran lunga superiore a quello richiesto.

Nell'intervento di 'Armellina', al fine di incrementare le aree disponibili per la laminazione di eventi meteorici eccezionali, all'interno della rotatoria lato Caposile, a ridosso della rotatoria lato Passarella e nei pressi di via Bari Cavadi, verranno realizzate delle aree depresse in grado di soddisfare tale compito.

5. SPOSTAMENTO CANALE ZULIANI

Alla pr. 0+840 circa come già evidenziato nel paragrafo 3.1.1. il tracciato di progetto interferisce con il canale di bonifica denominato Zuliani, proprio in corrispondenza di un gomito del corso d'acqua. Si prevede quindi la traslazione della "S" del canale circa 35 m più a sud a valle del manufatto di attraversamento come mostrato nella seguente figura.

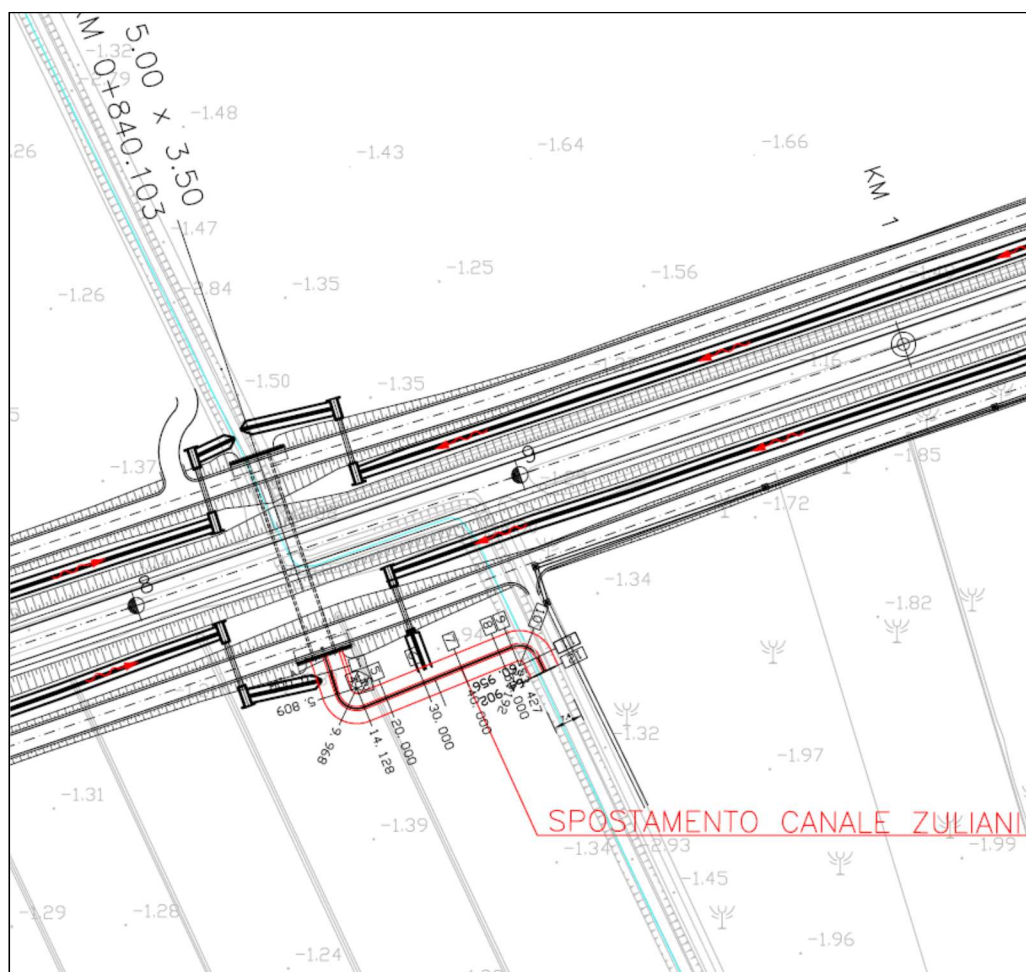


FIGURA 12 – INTERVENTO DI SPOSTAMENTO DEL CANALE ZULIANI – STRALCIO PLANIMETRICO

L'intervento è previsto per un tratto di lunghezza di 65 m circa con pendenza pari a 1‰

Si ripropone la medesima geometria dell'attuale sezione con base di 1 m e sponde in terra di pendenza 2/3 come mostrato nella figura seguente.

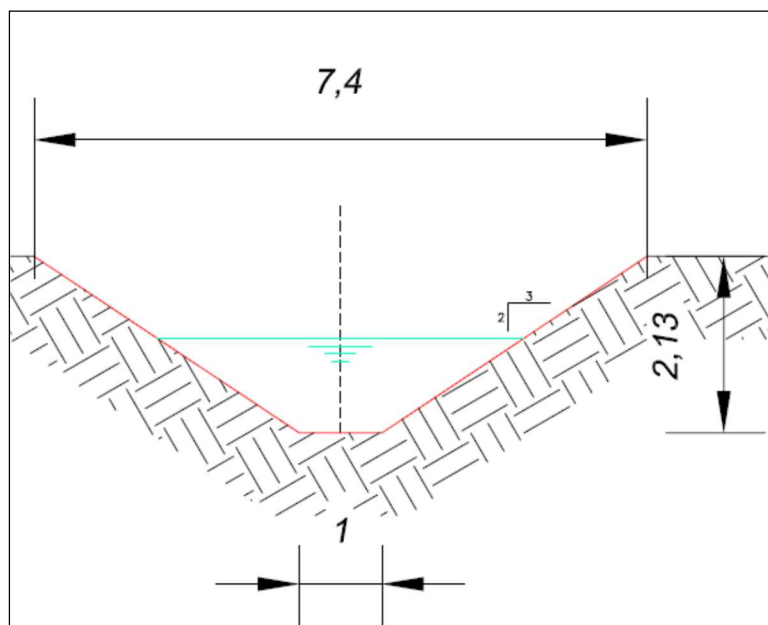


FIGURA 13 – INALVEAZIONE CANALE ZULIANI – SEZIONE TIPO DI PROGETTO

Il tratto di progetto del canale si raccorda a valle con il tratto rettilineo subito dopo la seconda curva, mentre il tratto esistente a monte verrà interrato fino alla quota del piano campagna.

Il Consorzio di Bonifica Veneto Orientale prevede in futuro un intervento di ampliamento del canale come già indicato al paragrafo 3.1.1 con una sezione più ampia e più profonda.

Le quote di scorrimento dello scatolare di attraversamento (-4.7 m.s.l.m.) sono state pertanto previste più basse rispetto all'attuale scorrimento (circa -3.3), secondo le indicazioni del suddetto Consorzio.

I dettagli dell'intervento (planimetria, profilo e sezioni) sono riportati nell'apposito elaborato (T00ID01IDRSZ02_A).

6. IDRAULICA DI PIATTAFORMA

Nel presente paragrafo si fornisce una descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse.

Gli schemi della rete di smaltimento sono studiati per consentire lo scarico a gravità delle acque di drenaggio verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e i corsi d'acqua naturali limitrofi al tracciato.

In merito al dimensionamento, è opportuno, tenuto conto dell'importanza delle opere da realizzare e della necessità di garantire un facile allontanamento delle acque dalle pavimentazioni, assumere dati di progetto che assicurino le migliori condizioni di esercizio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto è quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

Fanno eccezione i fossi di guardia dell'asse principale che sono verificati per un T_r pari a 50 anni, così come le tubazioni predisposte per collettare le acque di prima pioggia ed avviarle al trattamento.

I criteri progettuali da rispettare sono i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

6.1. STIMA DELLE PIOGGE DI PROGETTO

Per giungere al dimensionamento di tutti i rami della rete di drenaggio occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di pre-assegnata frequenza probabile, assunto come sollecitazione di progetto.

Come già illustrato in precedenza, le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile.

Per la valutazione delle massime portate, affluenti nelle tubazioni e nelle canalizzazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio, è stata utilizzata la formula, derivata dal metodo razionale:

$$Q_p = \frac{\phi_c \times b_c + \phi_s \times b_s + \phi_e \times b_e}{3600} \times L \times i_c \quad (\text{l/s})$$

in cui:

Qp= portata massima di pioggia (l/s)

c = 0.9 coefficiente di deflusso della piattaforma stradale (adim.);

s = 0.5 coefficiente di deflusso delle scarpate (adim.);

e = 0.4 coefficiente di deflusso delle aree esterne (adim.);

bc = larghezza della piattaforma stradale (mq);

bs = larghezza della scarpata stradale (mq);

be = larghezza della fascia esterna (mq);

L = lunghezza tratto (m);

Ic = intensità della pioggia critica (mm/h) (Tr=25 anni, Tc=5 minuti e Tr=50 anni, Tc=10 minuti per i fossi di guardia dell'asse principale).

Per il calcolo dell'intensità di pioggia si fa riferimento alle CPP del Commissario Allagamenti Veneto, già descritte nella Relazione Idrologica.

La forma della curva di possibilità pluviometrica è del tipo:

$$h = a t / (t + b)^c \quad (\text{con } t \text{ in minuti})$$

Nel seguente prospetto sono riportati, con riferimento ai tempi di ritorno di progetto (25 e 50 anni), le stime delle intensità di pioggia riferite ai tempi critici stabiliti per la piattaforma in 5', mentre per i fossi di guardia in 10'.

	Tr		
	anni	durata	
		5'	10'
i (mm/h)	25	186	
i (mm/h)	50		174

6.2. OPERE DI DRENAGGIO

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

6.2.1. Sezioni in rilevato

La soluzione adottata consiste nello scarico dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma, attraverso gli embrici, in fossi di guardia rivestiti in cls collocati al piede dei rilevati. La geometria del fosso è di tipo trapezoidale, con base pari a 0,50 m, altezza di 1,00 m e scarpata 3:2. Gli embrici vengono sistemati lungo le scarpate ad interasse di 25 m lungo tutto il tracciato.

6.2.2. Sezioni in viadotto e ponte

Nel caso del viadotto in località Calvecchia sono previste lungo le banchine canalette continue munite di griglie carrabili in ghisa che scaricano in corrispondenza delle spalle nella rete di caditoie e tubazioni discendenti per il recapito al fosso di guardia più prossimo.

6.3. VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO

La verifica di un idoneo dimensionamento delle canalizzazioni di drenaggio è stato effettuato, facendo riferimento alle condizioni di moto uniforme, attraverso la relazione di Chezy:

$$V = K \times R_i^{2/3} \times J^{1/2}$$

in cui:

V= velocità media del flusso (m/s)

K= coefficiente di scabrezza di Gaucker - Strickler ($m^{1/3}/s$)

R_i = raggio idraulico (m), rapporto tra sezione idraulica $A(m^2)$ e contorno bagnato $C(m)$;

J = pendenza longitudinale (m/m)

associata all'equazione di continuità:

$$Q_p = V \times A$$

ove:

Q_p = portata (m^3/s)

A = area bagnata (m^2).

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto:

- $K=60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le canalizzazioni aperte in C.A.
- $K=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in cls.
- $K=90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in acciaio.

Sulla base della stima delle piogge e delle portate di progetto prima evidenziate, e della geometria prevista per canalette, fossi di guardia e collettori, sono stati verificati gli elementi di drenaggio secondo i criteri di seguito illustrati.

6.3.1. Embrici in rilevato

Sulle scarpate dei rilevati delle rampe sono previste canalette di scarico, costituite da embrici, per l'allontanamento dalla sede stradale delle acque meteoriche di seconda pioggia raccolte all'interno della rete di smaltimento, di cui si riporta in seguito il dimensionamento. In seguito alle verifiche condotte nelle diverse tratte, in funzione della pendenza longitudinale delle tubazioni ed in considerazione delle portate massime smaltibili, si prevede che gli embrici possano essere posti ad interasse pari a circa 25 m per tutta l'estensione dell'intervento, in corrispondenza delle caditoie stradali.

Le caratteristiche geometriche degli embrici sono riportate nell'elaborato T00ID01IDRSZ01_A.

6.3.2. Verifica dei fossi di guardia

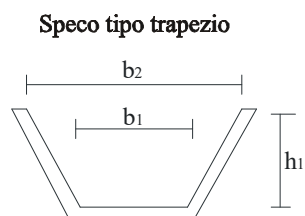
Le acque provenienti dalla sede stradale e da certe zone laterali, sono di regola raccolte, con continuità da un piccolo fossato laterale, detto fosso di guardia, anch'esso parallelo all'asse stradale.

I fossi di guardia rappresentano un'importante opera a difesa del corpo stradale; essi servono per convogliare negli impluvi naturali le acque superficiali che, per la naturale conformazione del terreno, verrebbero altrimenti a raccogliersi ai piedi del rilevato od a invadere le trincee provocando, così, cedimenti dei rilevati o delle scarpate delle trincee.

Dal punto di vista esecutivo è opportuno realizzare canali non molto profondi, in modo da mantenere la velocità massima della corrente entro limiti accettabili e contenere, al tempo stesso, le spese di costruzione; è altresì preferibile adoperare una larghezza non eccessiva per evitare che si verifichino velocità troppo basse per le portate più piccole.

Per i fossi con sponde in terra, la velocità della corrente deve essere compresa tra un valore massimo (60 cm/sec.), tale da evitare le erosioni delle pareti e del fondo, ed un minimo tale da evitare depositi (30cm/sec.).

La tipologia di fosso di guardia adottata per l'asse principale è a forma trapezia non rivestito in modo da non incrementare la superficie impermeabile per i già trattati problemi d'invarianza idraulica del territorio, ed ha le dimensioni di seguito riportate:



Tipo	b1 (m)	b2 (m)	h1 (m)
Trapezia	0.50	3.50	1

FIGURA 14 - SEZIONE DEL FOSSO DI GUARDIA DELL'ASSE PRINCIPALE

Per il calcolo della portata massima transitabile nello speco è stata utilizzata la formula di Gauckler – Strickler

$$Q_s = K \cdot A_c \cdot R_l^{2/3} \cdot j_c^{1/2}; \quad (2)$$

ipotizzando il moto della corrente uniforme e a superficie libera ed assumendo:

$K = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ ed una pendenza minima longitudinale J pari a 0.1%.

Nella figura di seguito riportata è rappresentato schematicamente un bacino imbrifero ed il percorso compiuto dal volume dell'acqua partito dal punto A distante più di ogni altro dalla sezione di chiusura C, per defluire attraverso quest'ultima, scorrendo dapprima lungo il versante AB e defluendo poi nel fosso lungo BC.

La verifica del fosso di guardia è stata condotta determinando dalla curva di possibilità pluviometrica riferita ad un tempo di ritorno di 50 anni, l'intensità di pioggia relativa ad una durata di 10 min ($i = 174 \text{ mm/h}$)

Inoltre a vantaggio di sicurezza sono state considerate oltre alla larghezza della carreggiata (10.50 m), l'estensione massima della scarpa del rilevato che risulta essere circa 6 per un'altezza di rilevato di ≈ 4.50 . Ancora, per mettere in conto eventuali acque percolanti dal bacino viene considerata una fascia di competenza pari a circa 50 m.

Le verifiche idrauliche dei fossi di guardia sono state effettuate tratto per tratto ipotizzando le condizioni di minima pendenza longitudinale (0.1%).

Utilizzando lo speco a sezione trapezia prima visto, la portata terminale del fosso di guardia potrà essere smaltita con un franco di sicurezza di circa 10 cm.

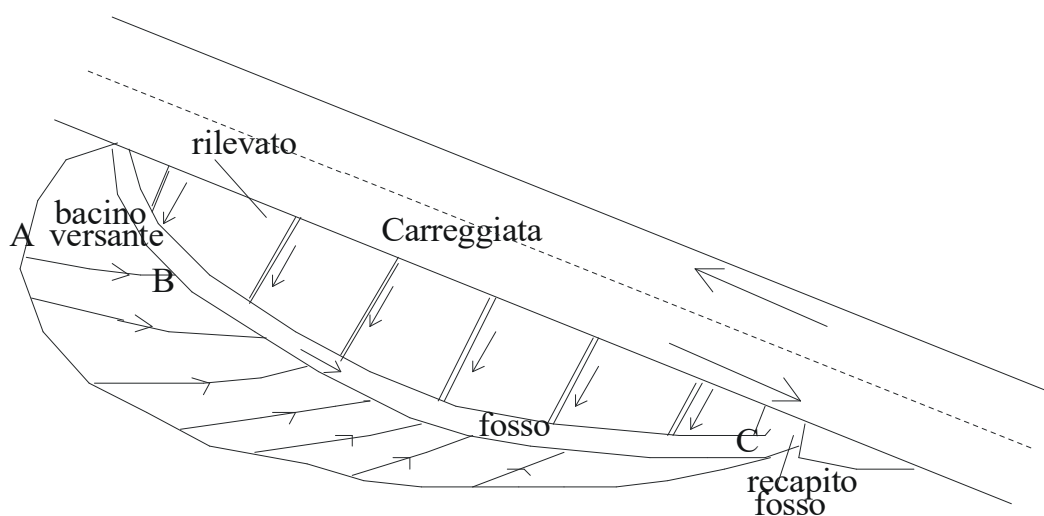


FIGURA 15 - CONFIGURAZIONE DI PROGETTO DEL FOSSE DI GUARDIA

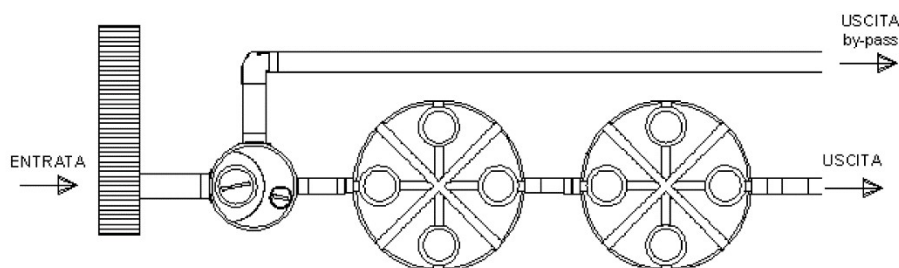
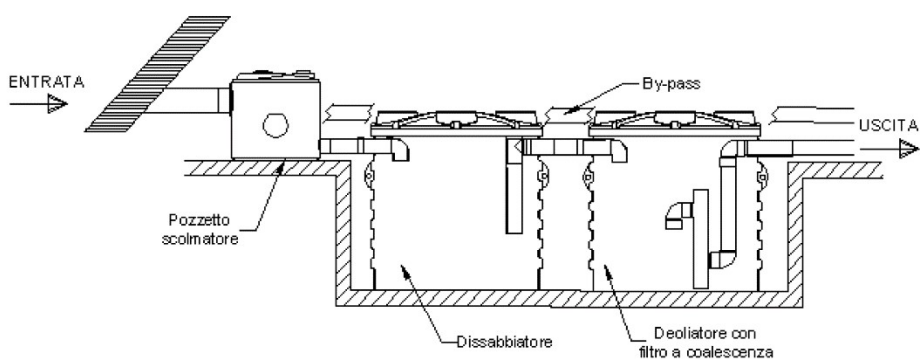
6.4. TRATTAMENTO PRIMA PIOGGIA

Come prescritto dall'art.39 del Piano delle Acque del Veneto, sono da considerarsi acque di prima pioggia i primi 5 mm di acqua uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante, dovuta ai primi 15 minuti di pioggia. Nel caso specifico, data la conformazione della strada di progetto, si predispongono **4 impianti di trattamento** in corrispondenza delle sezioni più depresse (vedi elaborati di progetto) di cui si riporta il dimensionamento nella tabella seguente, congiuntamente a quello delle tubazioni in ingresso.

TABELLA 7 - DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI TRATTAMENTO PRIMA PIOGGIA

Sez. Impianto	Superficie S (m ²)	Portata Q (l/s)	Diam. Ingresso D (mm)	Pendenza i %	Riempimento y/D %	Sup. Impianto S (m ²)
22	7790	43.28	347/400	0.1	70	9000
47	11749	65.27	347/400	0.2	75	11500
88	8944	49.69	347/400	0.1	80	9000
125	12036	66.87	347/400	0.2	75	11500

Per motivi logistici viene previsto un impianto di tipo prefabbricato in continuo, ove cioè avvenga sia la dissabbiatura che la disoleatura delle acque di prima pioggia, oltre che ovviamente il loro accumulo, a vasche separate. Proprio il funzionamento in continuo consente di dimensionare l'impianto per un volume molto inferiore rispetto al volume di prima pioggia totale, al contrario di un impianto con funzionamento in accumulo che necessita invece di una vasca di volume utile pari almeno al volume totale di prima pioggia. Le immagini seguenti esemplificano la tipologia di trattamento appena descritto.



Al fine di convogliare le acque di prima pioggia agli impianti di trattamento, viene dimensionata una rete di raccolta delle acque meteoriche che dilavano la superficie stradale, prevedendo lo smaltimento della seconda pioggia mediante scarichi di troppo pieno direttamente nel fosso di guardia quale ricettore finale.

La captazione delle acque meteoriche avviene per mezzo di caditoie disposte lungo la strada ad interasse costante di circa 25 m, come visibile negli elaborati di progetto.

La determinazione della portata massima di deflusso viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico (o del tempo di corrivazione), per la cui spiegazione tecnica e dettagliata si rimanda alla letteratura. Il calcolo è stato condotto considerando un **tempo di ritorno pari a 50 anni** per successive suddivisioni dei bacini afferenti ai singoli tronchi, con la determinazione quindi dei diametri da assegnare alle tubazioni accettando un **grado di riempimento massimo del 90%**.

La rete di smaltimento risulta così essere composta da tubazioni in PEAD (polietilene ad alta densità) SN8 di diametro esterno e pendenza piuttosto variabili, imposti dalla presenza di falda a poche decine di centimetri al di sotto del terreno esistente.

Per contrastare il sollevamento delle tubazioni dovuto alla spinta di Archimede per la presenza di falda si ritiene opportuno provvedere al rinterro dello scavo con sabbia, la cui densità in caso di innalzamento del livello passa da 1000 kg/m³ a circa 1800 kg/m³ rendendo sufficiente un volume di riempimento pari a poco più della metà del volume della tubazione sommersa.

Nella tabella seguente si riporta il dimensionamento dei collettori con le relative caratteristiche. Le righe in azzurro rappresentano tronchi in ingresso da altre linee di raccolta, le righe in verde rappresentano quelli in uscita.

PROFILO NORD

Rif. sezioni	S (m ²)	L (m)	v (m/s)	tc (min)	h (mm)	Q (l/s)	i %	D (mm)	y/D %
1-6	1047	129	1.13	1.9	7.38	60.93	0.4	347/400	55
PS1	1272	158	0.69	5.24	17.78	64.73	0.1	433/500	60
6-8	2730	208	2	1.73	6.77	160.65	1	433/500	55
8-19	5564	475	0.98	8.08	24.84	256.59	0.1	678/800	70
PS2 12-1	1207	217	1.32	2.74	10.26	67.77	0.5	272/315	95
19-22	6928	503	0.98	8.55	25.9	314.61	0.1	678/800	85

28-22	862	154	1.24	2.07	7.97	49.80	0.6	272/315	65
28-36	1046	203	1.44	2.35	8.94	59.71	1	272/315	60
39-47	2484	475	1.4	5.65	18.9	124.52	0.5	347/400	90
72-47	3406	622	1.55	6.69	21.55	164.59	0.5	433/500	70
72-83	1361	260	1.28	3.39	12.34	74.42	0.5	347/400	60
PS2 57-69	1317	265	1.28	3.45	12.54	71.82	0.5	347/400	60
83-88	3955	382	1.79	3.56	12.88	214.76	0.6	433/500	75
107-100	877	170	1.41	2.01	7.76	50.8	1	272/315	55
PS3 8-1	864	180	1.4	2.14	8.23	49.76	1	272/315	55
100-94	3207	311	2.5	2.05	7.9	185.44	2	347/400	70
94-88	4989	459	1.92	3.98	14.18	266.35	0.6	500/565	70
107-114	910	178	1.42	2.09	8.04	52.53	1	272/315	55
114-120	1825	351	1.81	3.23	11.85	100.41	1	347/400	60
120-125	2348	450	0.73	10.27	29.49	101.09	0.1	433/500	90
150-148	800	125	0.62	3.36	12.26	43.79	0.1	347/400	70
PS4	715	129	0.92	2.31	8.81	40.88	0.3	272/315	70
148-125	9688	696	1.81	6.34	20.67	473.92	0.4	600/701	85

PROFILO SUD 2

Rif. sezioni	S (m ²)	L (m)	v (m/s)	tc (min)	h (mm)	Q (l/s)	i %	D (mm)	y/D %
12-20	1019	202	1.59	2.12	8.14	58.75	1	272/315	60
20-30	2309	450	1.42	5.28	17.89	117.34	0.5	347/400	80

57-30	3550	645	1.56	6.89	22.05	170.36	0.5	433/500	70
30-PN 46						287.7	0.4	500/565	85

PROFILO SUD 3

Rif. sezioni	S (m ²)	L (m)	v (m/s)	tc (min)	h (mm)	Q (l/s)	i %	D (mm)	y/D %
9-15	829	163	1.47	1.85	7.19	48.36	1.2	218/250	85
15-22	1741	337	1.79	3.14	11.55	96.16	1	347/400	55
22-26	2262	436	0.74	9.82	28.58	98.73	0.1	433/500	85
28-26	243	52	1.08	0.81	3.3	14.85	1	137/160	90
26-PN 124						113.58	0.4	347/400	95

Facendo riferimento al paragrafo 2.5 della relazione idrologica (vedi elaborato T00ID00IDRRE00_A) e dunque per tenere conto che l'area di intervento rientra in una perimetrazione di rischio medio-elevato, sono state predisposte 16 tubazioni in cls di diametro $\varnothing 1000$ mm lungo tutto lo sviluppo dell'infrastruttura di progetto con lo scopo di favorire la **trasparenza idraulica** dell'intervento. Considerando una pendenza minima dello 0.1% e un grado di riempimento del 95%, la rete di tubazioni è in grado di smaltire una portata massima complessiva di 850 l/s.

6.5. IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

In corrispondenza del sottopasso stradale S3 sito sul by-pass di ricucitura di Via Cavadi è posto un impianto di sollevamento delle acque meteoriche di piattaforma che confluiscono sul tratto di accesso al sottopasso.

L'impianto di sollevamento è composto da una camera di sollevamento avente dimensioni esterne 7,15 x 4.40 m, profonda -2 m dal p.c. all'interno della quale alloggiato n°2 elettropompe sommergibili.

Le acque drenate vengono sollevate dall'impianto nel fosso di guardia del lato nord-est della carreggiata e successivamente coltate fino al recapito finale.

La portata di drenaggio delle acque di piattaforma è stata valutata a mezzo della formula seguente:

$$Q_{\text{piattaforma}} = \phi * i(t_c) * A_{\text{drenata}} \quad (6)$$

dove:

$Q_{\text{piattaforma}}$ = portata drenata dalla piattaforma stradale nel tratto considerato;

ϕ = coefficiente di deflusso della piattaforma stradale, pari ad 0.9 per la piattaforma stradale;

$i(t_c)$ = intensità di precipitazione critica;

A_{drenata} = superficie complessivamente drenata nel tratto considerato;

Il tempo di ritorno della curva di possibilità pluviometrica utilizzato per la stima della suddetta portata è pari a 50 anni.

Per quanto riguarda il valore da assegnare al **tempo di corrivazione t_c** , è noto come la sua determinazione non sia univoca. In tale prospettiva, sono state analizzate le seguenti formule per valutare successivamente quale valore adottare:

- *formula di Ventura*

$$\tau_c(\text{ore}) = 0.0053 \cdot \sqrt{S/i}$$

- *formula di Pasini*

$$\tau_c(\text{ore}) = \frac{0.0045 \cdot \sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{i}}$$

- *formula di Pezzoli*

$$\tau_c(\text{ore}) = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i}}$$

con S pari alla superficie del bacino scolante espressa in km², L pari alla lunghezza dell'asta idraulica più lunga espressa in km, e i pari alla pendenza media dell'asta principale. Nella tabella sottostante si riportano i risultati numerici ottenuti per una sola rampa, con anche l'aggiunta del metodo a velocità fissata posta ragionevolmente pari a 1 m/s.

Metodo	S (m ²)	L (m)	v (m/s)	i	tc (ore)	Q (l/s)
v fissata	582	64	1	-	1.07	35.12
Ventura	582	64	-	0.02	1.30	34.75
Pasini	582	64	-	0.02	1.53	34.39
Pezzoli	582	64	-	0.02	1.49	34.45

TABELLA 8 - TEMPI DI CORRIVAZIONE E PORTATE CON I DIVERSI METODI

Data la concordanza tra i valori ottenuti, come si può osservare in tabella, si decide di considerare una portata di **35 l/s** afferenti da ciascuna rampa, per un totale di **70 l/s in ingresso all'impianto di sollevamento**.

Per il collettamento delle acque meteoriche e il loro convogliamento verso l'impianto viene predisposto un sistema di smaltimento costituito per ogni rampa da una canaletta trasversale di dimensioni interne 20 (B) x 15 (H) cm con tirante massimo di 10 cm e doppio scarico in una tubazione in PEAD SN8 ø200 mm con pendenza del 2% e grado di riempimento dell'80%. I collettori di scarico delle canalette in una tubazione in PEAD SN8 ø315 mm che avvia le acque verso l'impianto di sollevamento, con pendenza dell'1% e grado di riempimento del 70%.

6.5.1. Dimensionamento dell'impianto

Per il caso in esame, dato che lo scarico delle pompe avviene nel primo fossato utile, si ritiene accettabile un coefficiente idrometrico pari a 15 l/s ha che moltiplicato per la superficie delle rampe di 0.12 ha permette di ottenere il valore di portata in uscita dall'impianto di sollevamento di progetto pari a **2 l/s**.

Il volume da assegnare alla vasca, data la portata in entrata di 70 l/s e quella in uscita di 2 l/s, si può calcolare moltiplicando la portata residua da invasare nella vasca per la durata critica dell'evento considerato assunto pari al tempo di corrivazione:

$$V_1 = (Q_{IN} - Q_{OUT}) \times t_c = (70 - 2) \times 1.5 \times 60 = 6.12 \text{ m}^3$$

Il valore totale minimo da assegnare alla vasca di accumulo e rilancio è pari quindi ad 6.12 m³.

L'impianto di sollevamento verrà realizzato nell'area disponibile tra la rampa d'accesso al sottopasso e la viabilità secondaria, nella zona di minimo ove viene convogliata l'acqua drenata dalle tubazioni di smaltimento sotto le canalette.

La vasca vera e propria verrà realizzata con un manufatto interrato gettato in opera su una superficie di 3,00 x 6,00 m, e ad una profondità media di circa 1,10 m per un volume complessivo di 20 m³ ampiamente superiore al volume minimo calcolato.

L'impianto di sollevamento è dotato di una sola pompa, più una ridondante di riserva, che deve sollevare i 2 l/s calcolati in precedenza. Per procedere al dimensionamento delle pompe è necessario calcolare il valore della prevalenza massima data dalla somma tra salto geodetico, perdite continue e perdite localizzate.

$$\Delta Z_{MAX} = \Delta Z_g + \Delta Z_c + \Delta Z_l$$

Il salto geodetico massimo tra l'imbocco della tubazione di mandata e lo scarico in fosso è pari a circa 2 m.

Le perdite continue e localizzate calcolate vengono calcolate con il metodo di Colebrook e riportate nella tabella seguente, considerando come fluido pompato acqua pulita e viscosità pari a 1.57 mm²/s.

TUBO DI MANDATA – S3						
Tipo di perdita	Φ (mm)	ζ / L (m)	Q.tà	v (m/s)	k (mm)	H (m)
PERDITE LOCALIZZATE						
Gomiti: DN 100	105	0.9	3	4.07		0.7610
Valvole di non ritorno: DN 100	105	0.9	1	4.07		0.7610
Uscita: DN 100	105	1	1	4.07		0.8455
Valvola: DN 100	105	0.3	1	4.07		0.2537
PERDITE CONTINUE						
Tubazioni: PE100 nuovo DN 100 PN4	105	10 m	1	4.07	0.011	1.269
Perdite di carico totali						3.890

Perdite di carico	3.89
Prevalenza geodetica totale	2.00
Prevalenza totale	5.89

TABELLA 9 - PERDITE DI CARICO S3

Alla luce di tali considerazioni, l'impianto di pompaggio risulta dimensionato come segue:

- Portata in ingresso all'impianto di sollevamento $Q_{IN} = 70$ l/s
- Portata in uscita dall'impianto di sollevamento $Q_{OUT} = 2$ l/s
- Prevalenza geodetica $\Delta z = 2$ m
- Lunghezza tubazione di scarico in pressione $L = 10$ m
- Totale perdite di carico distribuite $\Delta h_{cont} = 1.269$ m
- Totale perdite di carico localizzate $\Delta h_{loc} = 2,621$ m
- Diametro tubi di mandata (in PE100) $\varphi = 100$ mm

È stata inoltre dimensionata una pompa per il sollevamento delle acque di drenaggio dei sottopassi S1 e S2, alloggiata all'interno di un pozzetto nella zona di minimo dei rispettivi sottopassi. La massima portata in ingresso è stata calcolata con il metodo cinematico per un evento con tempo di ritorno pari a 50 anni, confrontando i valori del tempo di corrivazione ottenuti con i diversi metodi, analogamente al caso del sottopasso S3, e risulta pari a **23 l/s**.

Di seguito si riportano le caratteristiche della pompa e le entità delle perdite di carico.

TUBO DI MANDATA – S1 S2						
Tipo di perdita	Φ (mm)	ζ / L (m)	Q.tà	v (m/s)	k (mm)	H (m)
PERDITE LOCALIZZATE						
Gomiti: DN 110	105	0.9	3	2.68		0.3286
Valvole di non ritorno: DN 110	105	0.9	1	2.68		0.3286
Uscita: DN110	105	1	1	2.68		0.3651
Valvola: DN 110	105	0.3	1	2.68		0.1095
PERDITE CONTINUE						
Tubazioni: PE100 nuovo DN 200 PN4	105	20 m	1	2.68	0.011	1.1690
Perdite di carico totali						2.3010

Perdite di carico	2.30
Prevalenza geodetica totale	2.00
Prevalenza totale	4.30

TABELLA 10 – PERDITE DI CARICO S1 – S2

- Numero pompe 1
- Portata di ciascuna pompa Q = 23 l/s
- Prevalenza 4,33 m
- Diametro tubo mandata 100 mm

6.6. RETE DI SMALTIMENTO – INTERVENTO CALVECCHIA

Analogamente al caso della Variante alla S.S.14, viene dimensionata anche la rete di raccolta delle acque meteoriche che interessano il cavalcavia di progetto in località Calvecchia, prevedendo lo scarico direttamente nel fosso di guardia quale ricettore finale.

Sul tratto sopraelevato del cavalcavia la captazione delle acque avviene per mezzo di canalette continue poste alle estremità della strada in senso longitudinale, le quali convergono in una rete di tubazioni e caditoie ad interasse costante di circa 25 m, a partire dalle rampe del cavalcavia fino allo scarico nel fossato, come visibile negli elaborati di progetto.

La determinazione della portata massima di deflusso viene anche in questo caso effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico, considerando un tempo di ritorno pari a 50 anni e accettando un **grado di riempimento massimo del 90%**.

La rete di smaltimento è composta da tubazioni in PEAD SN8 le cui caratteristiche dimensionali sono riportate nella tabella seguente.

PROFILO CAVALCAVIA NORD

Rif. sezioni	S (m ²)	L (m)	v (m/s)	tc (min)	h (mm)	Q (l/s)	i %	D (mm)	y/D %
10-8	778	127	2.00	1.06	4.26	47.02	2.5	218/250	65
8-6	1042	177	2.37	1.24	4.97	62.44	3.5	218/250	70
6-3	400	78	1.77	0.73	3.00	24.54	3.5	137/160	90
3-fosso	800	156	0.56	4.64	16.11	41.64	0.1	347/400	75

PROFILO CAVALCAVIA SUD

Rif. sezioni	S (m ²)	L (m)	v (m/s)	tc (min)	h (mm)	Q (l/s)	i %	D (mm)	y/D %
14-18	1060	179	2.23	1.34	5.32	63.25	3.0	218/250	70
18-21	1460	254	2.42	1.75	6.83	85.54	3.5	218/250	90
21-23	1723	304	2.14	2.37	9.00	98.27	2.0	272/315	75

29-23	798	155	0.56	4.61	16.02	41.58	0.1	347/400	75
23-fosso	2521	306	1.79	2.85	10.63	140.88	1.0	347/400	80

ALLEGATO A

Risultati delle simulazioni in moto permanente:

FIUME SILE

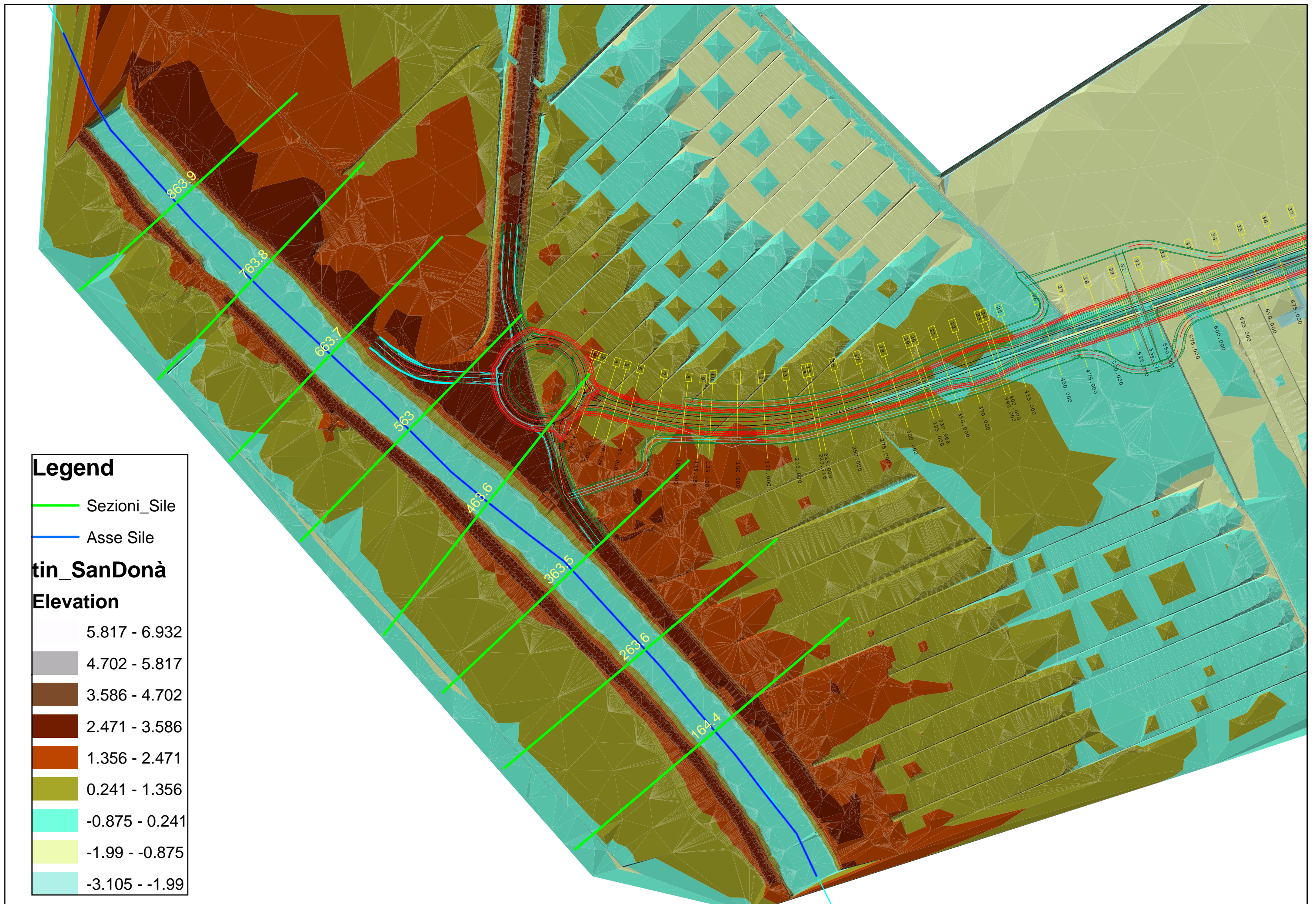
STRALCIO PLANIMETRICO SU DTM;

PROFILO 3D

SEZIONI

OUTPUT RISULTATI;

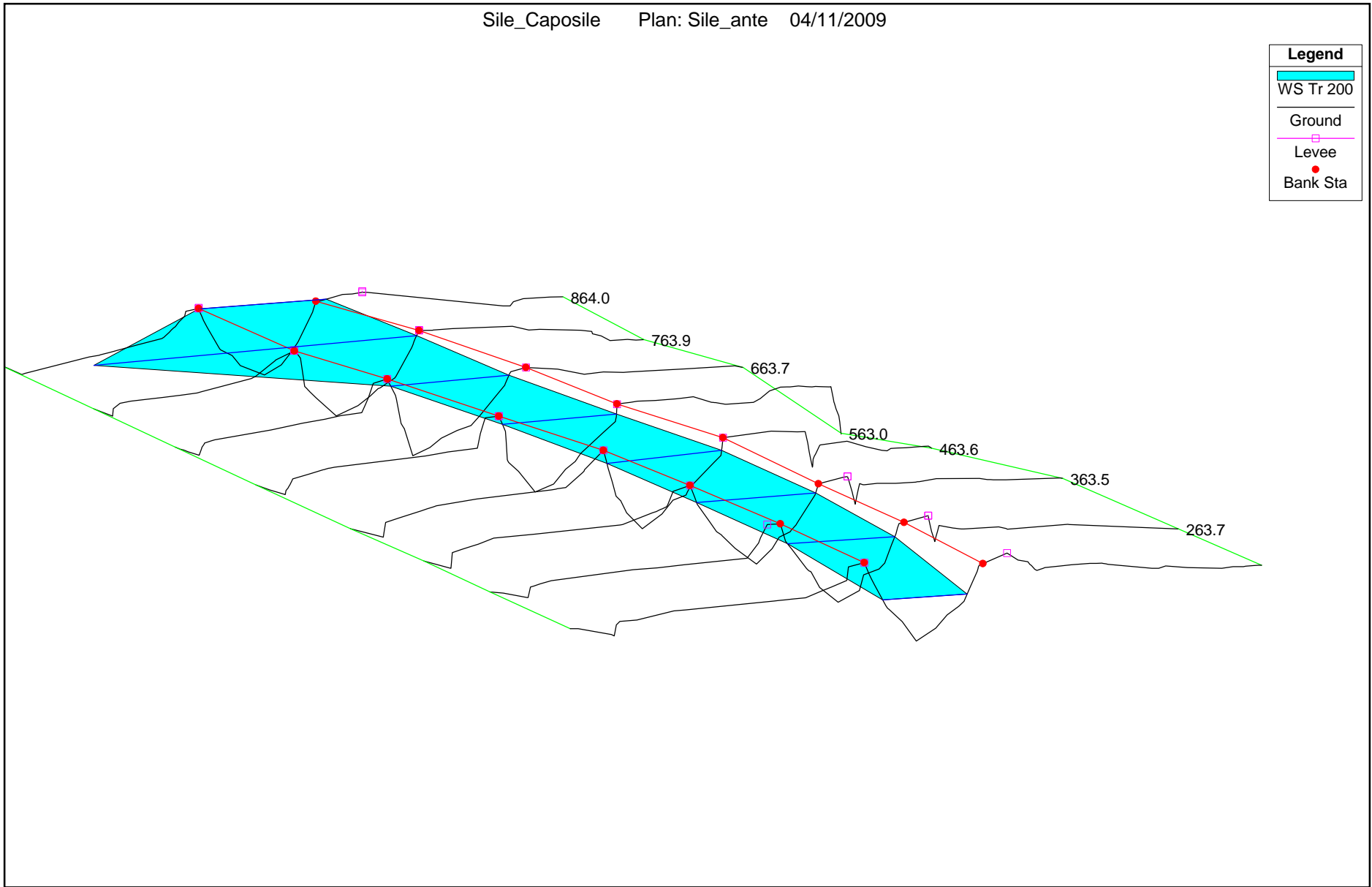
Simulazioni Fiume Sile - Stralcio planimetrico

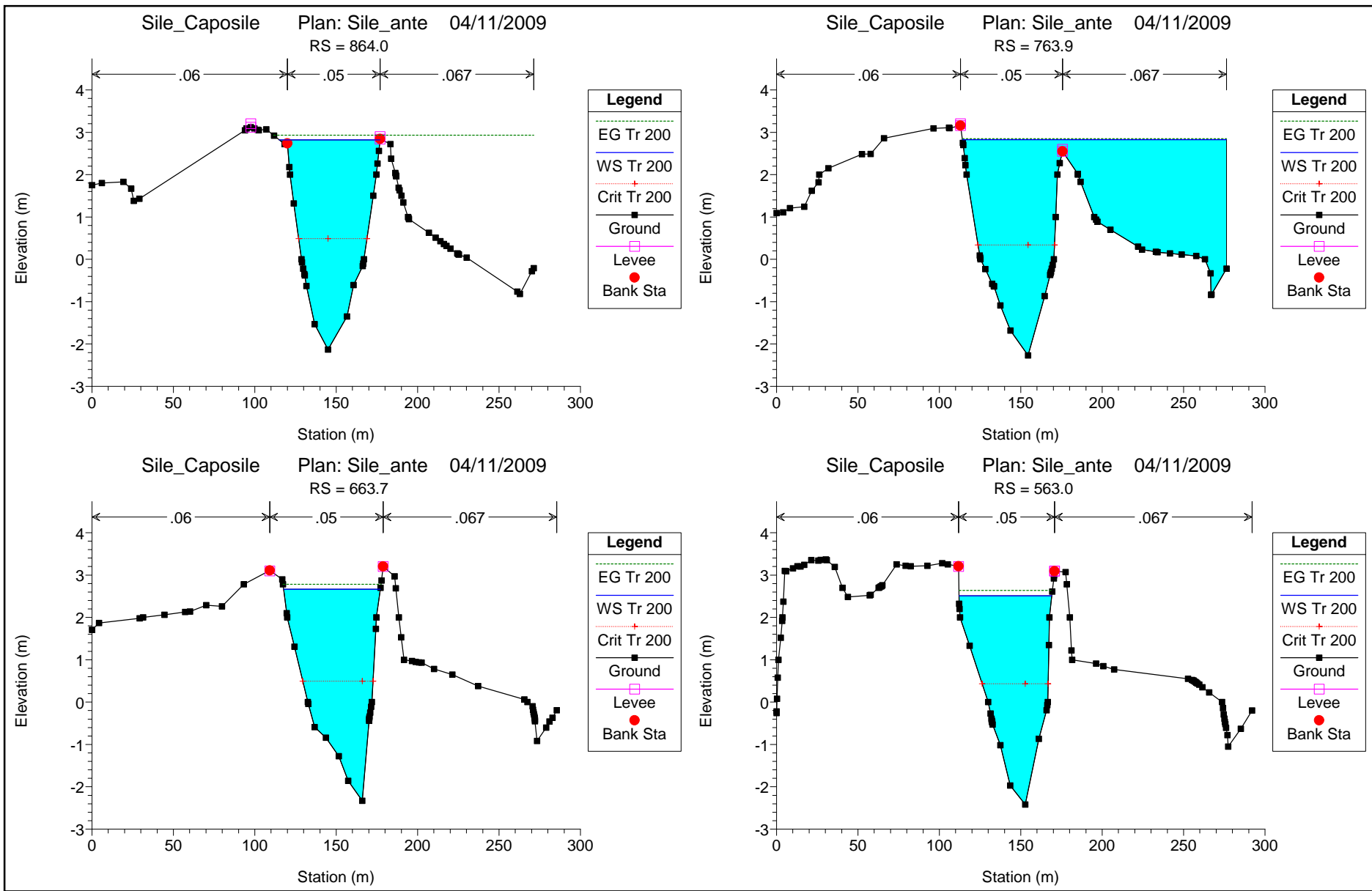


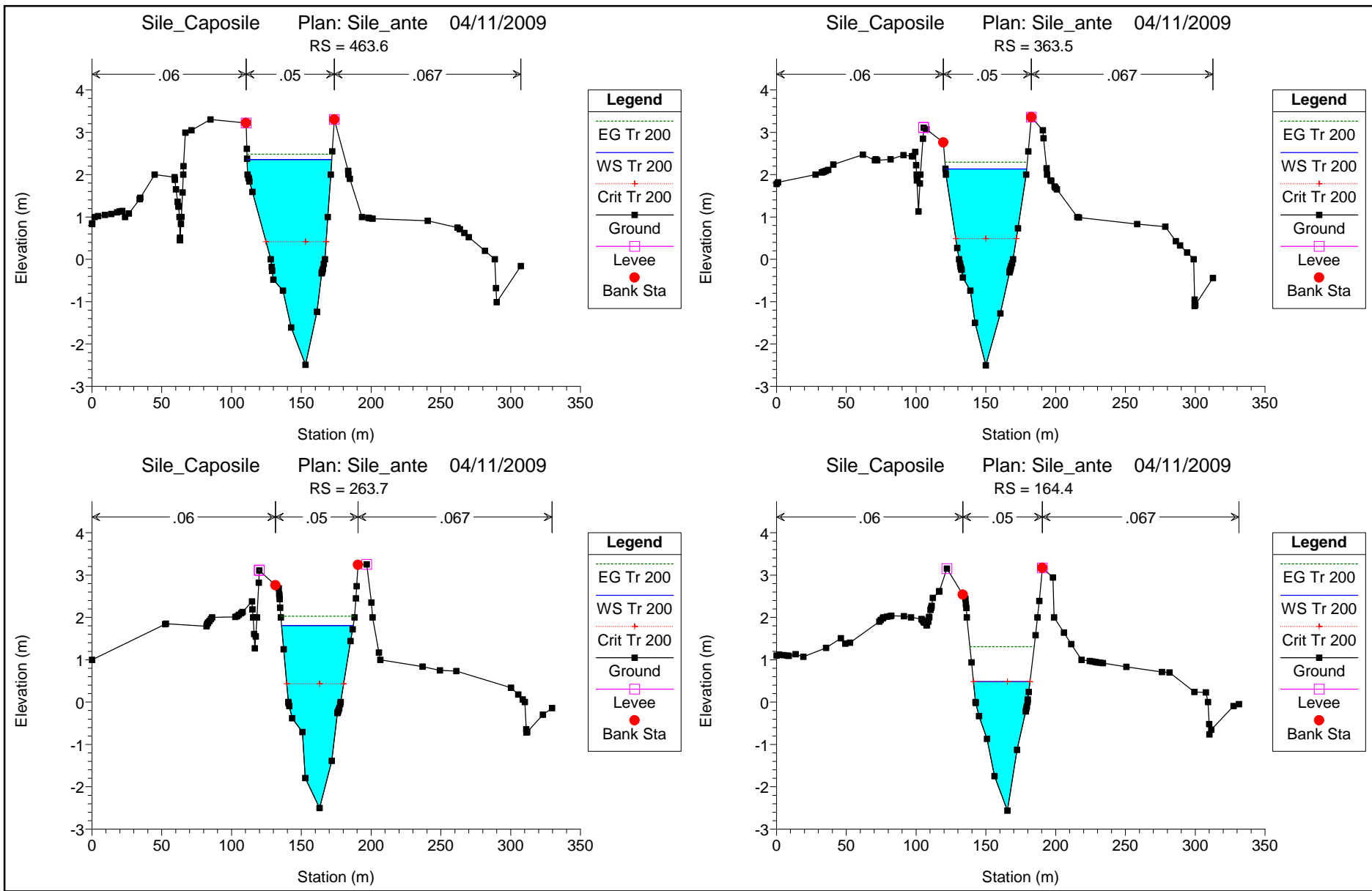
Sile_Caposile Plan: Sile_ante 04/11/2009

Legend

- WS Tr 200
- Ground
- Levee
- Bank Sta







HEC-RAS Plan: Sile_ao River: SILE Reach: Unico Profile: Tr 200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Hydr Depth C (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Unico	864.0	Tr 200	268.55	-2.13	2.82	3.24	0.49	2.93	0.001130	1.45	184.99	61.86	0.26
Unico	763.9	Tr 200	268.55	-2.27	2.82	3.33	0.34	2.85	0.000328	0.79	435.51	162.14	0.14
Unico	663.7	Tr 200	268.55	-2.33	2.67	3.03	0.50	2.78	0.001315	1.49	179.98	59.42	0.27
Unico	563.0	Tr 200	268.55	-2.42	2.51	2.98	0.43	2.64	0.001525	1.58	169.89	56.92	0.29
Unico	463.6	Tr 200	268.55	-2.49	2.36	2.82	0.41	2.48	0.001591	1.57	170.87	60.58	0.30
Unico	363.5	Tr 200	268.55	-2.50	2.13	2.62	0.49	2.29	0.002190	1.76	152.49	58.26	0.35
Unico	263.7	Tr 200	268.55	-2.50	1.81	2.53	0.44	2.03	0.003175	2.07	129.96	51.27	0.41
Unico	164.4	Tr 200	268.55	-2.56	0.48	1.65	0.48	1.31	0.021181	4.03	66.71	40.48	1.00

HEC-RAS Plan: Sile_ao River: SILE Reach: Unico Profile: Tr 100

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Unico	864.0	Tr 100	251.66	-2.13	2.70	0.41	2.81	0.001111	1.41	178.04	56.55	0.25
Unico	763.9	Tr 100	251.66	-2.27	2.70	0.27	2.73	0.000330	0.78	416.01	161.67	0.14
Unico	663.7	Tr 100	251.66	-2.33	2.55	0.42	2.66	0.001288	1.45	173.21	58.62	0.27
Unico	563.0	Tr 100	251.66	-2.42	2.40	0.36	2.52	0.001503	1.54	163.57	56.56	0.29
Unico	463.6	Tr 100	251.66	-2.49	2.25	0.34	2.37	0.001582	1.53	164.22	60.27	0.30
Unico	363.5	Tr 100	251.66	-2.50	2.03	0.41	2.18	0.002182	1.72	146.22	57.70	0.35
Unico	263.7	Tr 100	251.66	-2.50	1.71	0.36	1.91	0.003128	2.02	124.74	50.46	0.41
Unico	164.4	Tr 100	251.66	-2.56	0.41	0.41	1.21	0.021360	3.95	63.67	39.98	1.00

ALLEGATO B

Verifiche idrauliche dei tombini:

Tombino Scatolare 5x3.5 a pr. 0+850;

Tombino Scatolare 4x2.5 a pr. 2+068;

Tombino Scatolare 4x2.5 a pr. 3+115

Concrete Box Culvert

Span (per barrel)= 5.000 m

Rise= 3.500 m

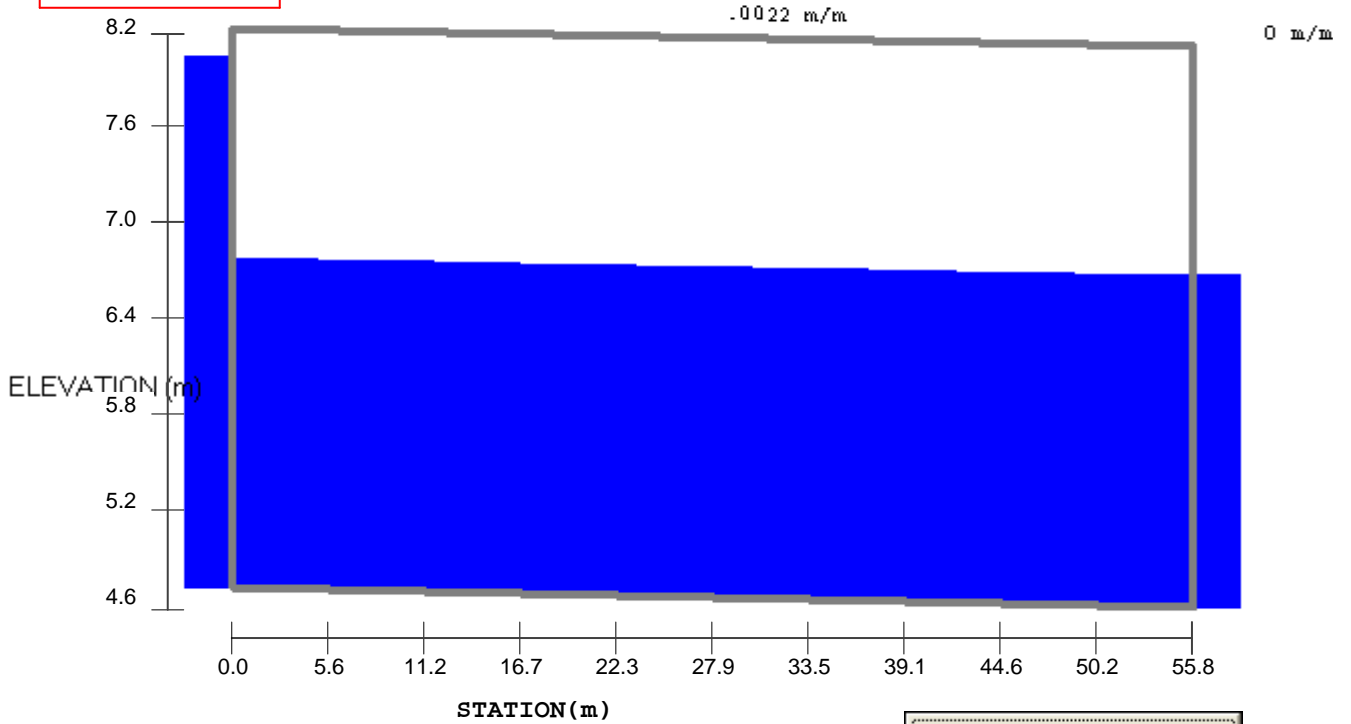
Inlet Type

Headwall, Square Edge (90-45 deg.)

Rough. Coeff.= 0.014

Outlet Sec. Rough. Coeff.= 0.014

Q = 22.6 cms



Source:

Z:\IngTer\Progetti\DP\DPVE\DPVE04D0901 (Var San_D

Press to Return to Output Form

DR\Lavc

NEBRASKA DEPARTMENT OF ROADS
Broken-Back Culvert Analysis Program (BCAP)

PROJECT INFO

Project: Scatolare 5x3.5
Station or Location: 840
Date: 11/09/2009

CULVERT DATA

Discharge: 22.600 cms
Shape: Box
Material: Concrete
Size: 1-5.0 m x 3.5 m
Inlet Type: Headwall, Square Edge (90-45 deg.)

WATER SURFACE PROFILE

Inlet Depth: 2.16 m
Inlet Velocity: 2.09 m/s
Upper Break Depth: 2.16 m
Upper Break Velocity: 2.09 m/s
Lower Break Depth: 2.16 m
Lower Break Velocity: 2.09 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: 2.06 m
Velocity at End of Hydraulic Jump: 2.09 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: 2.06 m
Velocity at End of Hydraulic Jump: 1.80 m/s

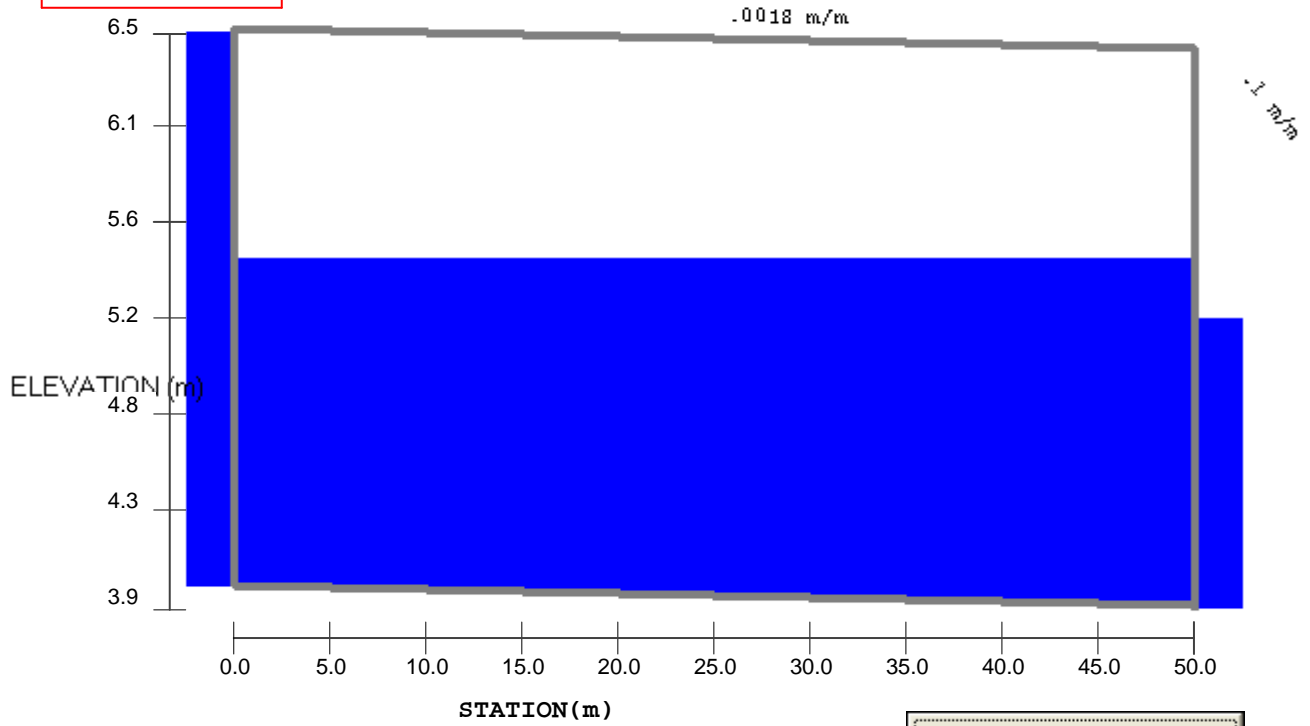
OUTPUT DATA

Head Water Depth: 3.31 m
Inlet Control Elevation: 6.87 m
Break Control Elevation: 0 m
Critical Depth: 1.28 m
Tailwater Depth: 2.06 m
Hydraulic Jump? YES
 Jump Station: 0.00 m
 Jump Length: 0.00 m
Outlet Depth: 2.06 m
Outlet Velocity: 2.20 m/s
Outlet Froude No.: .5

Concrete Box Culvert
Span (per barrel)= 4 m
Rise= 2.5 m

Inlet Type
Headwall, Square Edge (90-45 deg.)
Rough. Coeff.= 0.014
Outlet Sec. Rough. Coeff.= 0.014

Q = 22 cms



Source:

Z:\IngTer\Progetti\DP\DPVE\DPVE04D0901 (Var San_D

Press to Return to Output Form

DR\Lavc

NEBRASKA DEPARTMENT OF ROADS
Broken-Back Culvert Analysis Program (BCAP)

PROJECT INFO

Project: Scatolare 4x2.5
Station or Location: 2+068
Date: 11/09/2009

CULVERT DATA

Discharge: 22.000 cms
Shape: Box
Material: Concrete
Size: 1-4.0 m x 2.5 m
Inlet Type: Headwall, Square Edge (90-45 deg.)

WATER SURFACE PROFILE

Inlet Depth: 1.46 m
Inlet Velocity: 3.78 m/s
Upper Break Depth: 1.46 m
Upper Break Velocity: 3.78 m/s
Lower Break Depth: 1.55 m
Lower Break Velocity: 3.56 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: 2.50 m
Velocity at End of Hydraulic Jump: 4.04 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: 1.28 m
Velocity at End of Hydraulic Jump: 2.61 m/s

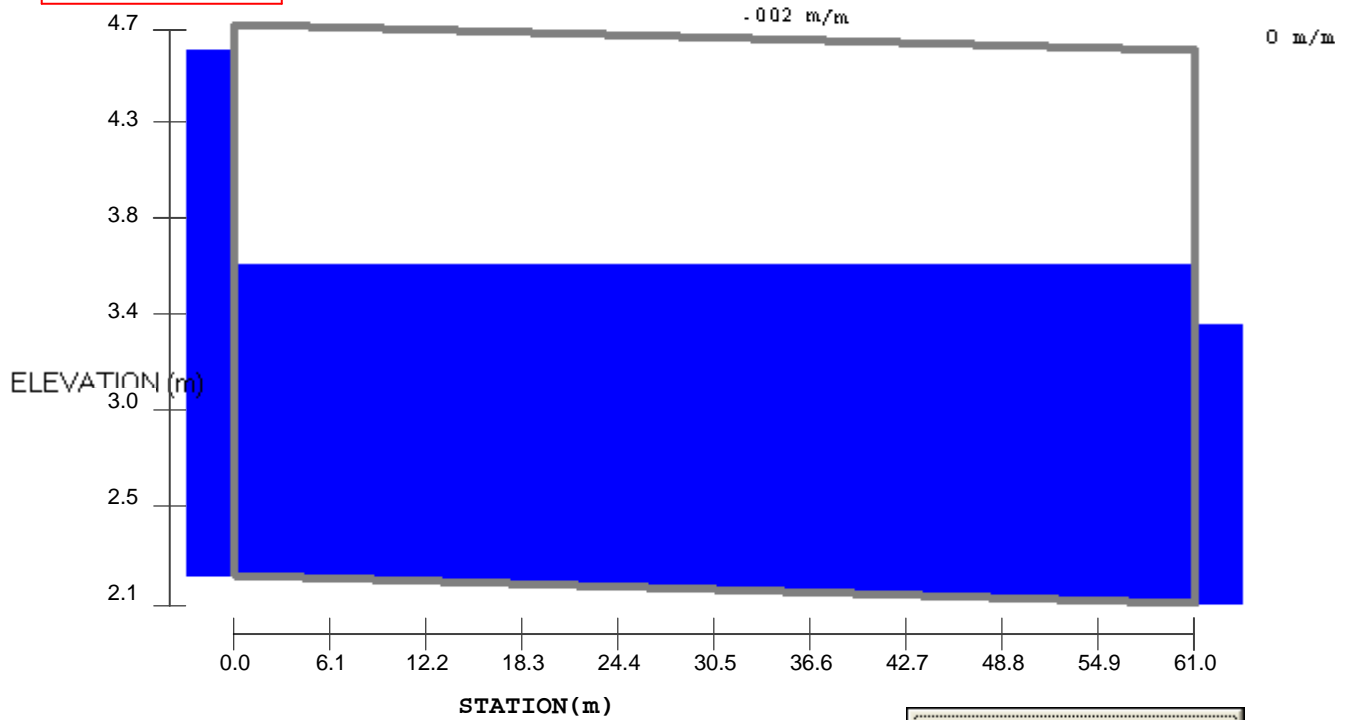
OUTPUT DATA

Head Water Depth: 2.47 m
Inlet Control Elevation: 6.47 m
Break Control Elevation: 0 m
Critical Depth: 1.46 m
Tailwater Depth: 1.28 m
Hydraulic Jump? YES
 Jump Station: 0.00 m
 Jump Length: 0.00 m
Outlet Depth: 1.36 m
Outlet Velocity: 4.04 m/s
Outlet Froude No.: 1.1

Concrete Box Culvert
Span (per barrel)= 4 m
Rise= 2.5 m

Inlet Type
Headwall, Square Edge (90-45 deg.)
Rough. Coeff.= 0.014
Outlet Sec. Rough. Coeff.= 0.014

Q = 20.8 cms



Source:

Z:\INGTER\PROGETTI\DP\DPVE\DPVE04D0901 (VAR SAN_D

Press to Return to Output Form

DR\LAVC

NEBRASKA DEPARTMENT OF ROADS
Broken-Back Culvert Analysis Program (BCAP)

PROJECT INFO

Project: Scatolare Caposile 4x2.5
Station or Location: 3+115
Date: 11/09/2009

CULVERT DATA

Discharge: 20.800 cms
Shape: Box
Material: Concrete
Size: 1-4.0 m x 2.5 m
Inlet Type: Headwall, Square Edge (90-45 deg.)

WATER SURFACE PROFILE

Inlet Depth: 1.40 m
Inlet Velocity: 3.71 m/s
Upper Break Depth: 1.40 m
Upper Break Velocity: 3.71 m/s
Lower Break Depth: 1.52 m
Lower Break Velocity: 3.42 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: 1.41 m
Velocity at End of Hydraulic Jump: 3.69 m/s
Depth at End of Hydraulic Jump: 1.25 m
Velocity at End of Hydraulic Jump: 2.57 m/s

OUTPUT DATA

Head Water Depth: 2.37 m
Inlet Control Elevation: 4.57 m
Break Control Elevation: 0 m
Critical Depth: 1.40 m
Tailwater Depth: 1.25 m
Hydraulic Jump? YES
 Jump Station: 0.00 m
 Jump Length: 0.00 m
Outlet Depth: 1.40 m
Outlet Velocity: 3.71 m/s
Outlet Froude No.: 1.0

ALLEGATO C

Studio idraulico a supporto della progettazione definitiva



Anas SpA

Compartimento della viabilità per il Veneto

S.S. 14 "della VENEZIA GIULIA"

VARIANTE DI SAN DONA' DI PIAVE 3° LOTTO, DALLA
ROTATORIA DI PASSARELLA E SCAVALCO DELLA
ROTATORIA DI CALVECCHIA

STUDIO IDRAULICO A SUPPORTO DELLA
PROGETTAZIONE DEFINITIVA

IL PROGETTISTA:



Ing. Alberto Zanchettin
Arch. Romano Finotto
Ing. Emmanuele Martini
Ing. Alessio Polese

VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Anna Maria Nosari

VISTO: IL CAPO UFFICIO PROGETTI

PROTOCOLLO

DATA

OTTOBRE 2018

RELAZIONE IDROLOGICO – IDRAULICA

CODICE PROGETTO	NOME FILE			TAV. N.	SCALA:	
	CODICE ELAB.					
D						
C						
B	SECONDA EMISSIONE		OTTOBRE 2018	GB	RF	AZ
A	PRIMA EMISSIONE		GIUGNO 2018	GB	RF	AZ
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	1
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED URBANISTICO.....	2
2.1	Piano stralcio di Assetto Idrogeologico del Sile e della Pianura tra Piave e Livenza (PAI) 8	
2.2	Piano stralcio di Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione.	10
2.3	Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Alpi Orientali (PGRA)	14
3	STATO DI PROGETTO: ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE.....	16
4	REGIME IDROLOGICO	20
4.1	Analisi delle precipitazioni.....	20
4.2	Modello di trasformazione afflussi-deflussi.....	29
4.3	Definizione del modello idrologico.....	33
5	DEFINIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO	38
5.1	Descrizione del modello monodimensionale	39
5.1.1	Geometria della rete modellata e rappresentazione dei manufatti.....	41
5.1.2	Applicazione delle condizioni al contorno.....	45
5.2	Descrizione del modello bidimensionale	48
5.2.1	Generazione della batimetria.....	50
5.3	Modellazione delle rotte arginali	54
5.3.1	Erosione del rilevato e Dam Break: richiami teorici	54
5.3.2	San Donà di Piave nell'alluvione del 1966 e brecce considerate	55
6	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE.....	60
6.1	SCENARIO A: Stato attuale senza brecce	60
6.2	SCENARIO B: Stato attuale e formazione di brecce	62
6.3	SCENARIO C: Stato di progetto senza brecce	65
6.4	SCENARIO D: Stato di progetto con formazione di brecce.....	68
7	CONCLUSIONI.....	73

SS14 "DELLA VENEZIA GIULIA"

VARIANTE DI SAN DONÀ DI PIAVE 3° LOTTO, DALLA ROTATORIA DI PASSARELLA E SCAVALCO DELLA
ROTATORIA DI CALVECCHIA

Studio idraulico a supporto della progettazione definitiva

1 PREMESSA

Il presente studio idraulico riferisce in merito all'intervento di realizzazione del 3° lotto della Variante di San Donà di Piave alla S.S. 14 "della Venezia Giulia", di cui il 1° ed il 2° sono già aperti al traffico, e completamento dello svincolo di collegamento tra la SS14 e la variante stessa in località Calvecchia.

A seguito degli incontri preliminari con l'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali sono emerse alcune criticità dal punto di vista idraulico:

1. dal Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGR) approvato con DPCM il 27.10.2016, è emerso che l'area è a criticità medio-alta;
2. dalla Carta della Pericolosità Idraulica del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione emerge che una parte del territorio attraversato dall'opera in progetto è classificato a pericolosità moderata-bassa.

Sulla base di quanto sopra esposto, appare necessario un adeguato approfondimento che preveda lo sviluppo di modellazione idraulica finalizzata ad indagare i processi di allagamento che interessano l'area di progetto ed a fornire i dati per una progettazione dell'infrastruttura nel rispetto dei requisiti di sicurezza ai sensi dell'art. 8 del Piano di Assetto Idrogeologico e consentire l'eventuale progettazione di presidi atti a garantire la trasparenza idraulica.

Le caratteristiche relative all'intervento di progetto considerate nello studio in esame riferiscono alla configurazione di progetto definitiva ed in particolare alla verifica delle interferenze del tracciato con il reticolo idrografico superficiale, l'analisi di compatibilità idraulica delle opere ed il dimensionamento dei manufatti di attraversamento che consentano di garantire la continuità idraulica della rete idrografica stessa.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED URBANISTICO

L'infrastruttura oggetto di studio sarà realizzata nei pressi dell'abitato di San Donà di Piave (VE), circa 700 m a sud della già esistente SP47 via Armellina, ricadendo pertanto idraulicamente all'interno del Comprensorio gestito dall'ex Consorzio di Bonifica Basso Piave, ora Alpi Orientali.

Sulla base di quanto riportato all'interno del progetto definitivo dell'opera, la nuova variante può essere sostanzialmente distinta in due ambiti di intervento: il principale, denominato "Armellina", ed il secondario o "Calvecchia".

Caratteristica comune ai due ambiti di intervento è il fatto che i terreni in cui si interverrà sono posti ad una quota media pari a quella del livello del mare (al di sotto per Armellina e appena al di sopra per Calvecchia) e sono stati bonificati ad inizio secolo per mezzo di assoggettamento a scolo meccanico.

L'area in esame è di natura prevalentemente agricola e priva di aree impermeabilizzate; la campagna è ordinata e caratterizzata dalla presenza di rete idrografica minore costituita sia da canali di bonifica che da canalette irrigue.

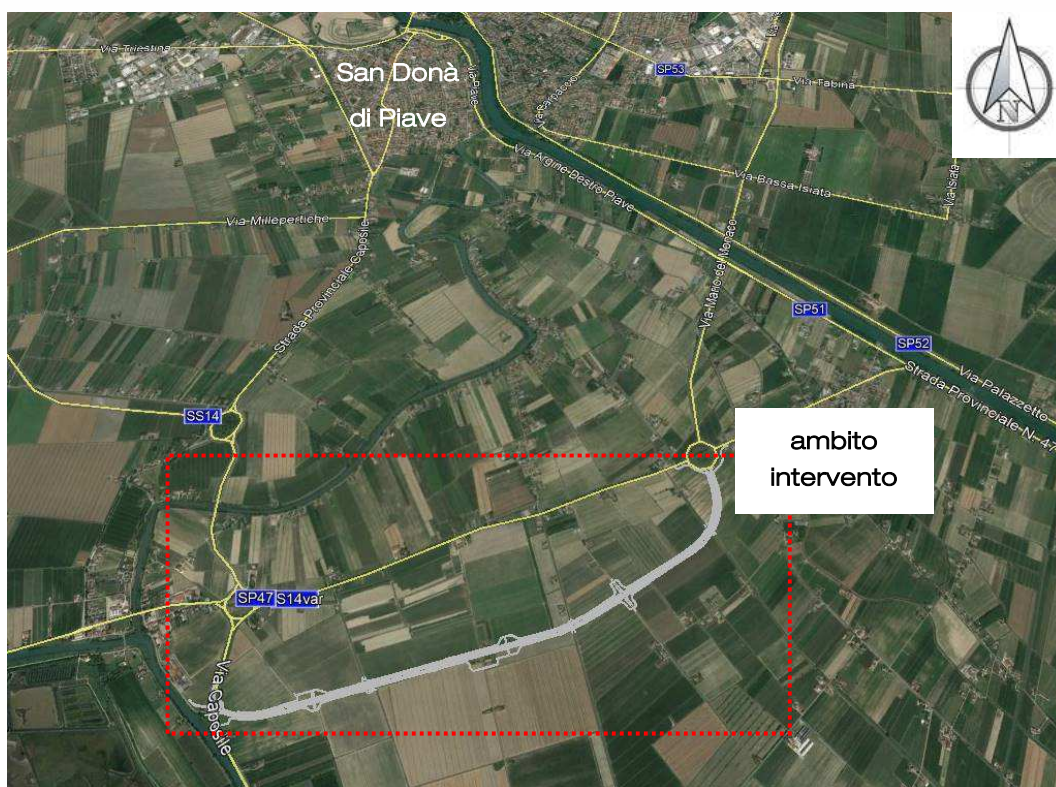


Figura 2.1 - Inquadramento territoriale su immagine satellitare (fonte: Google Earth).

Sulla base delle informazioni contenute all'interno dei principali strumenti di pianificazione sovraordinata, e come recepito e confermato anche dal Piano delle Acque del comune di San Donà di Piave, l'area d'intervento ricade all'interno del bacino idrografico denominato Cavazuccherina

L'ambito oggetto di studio risulta inoltre interposto tra n.3 corsi d'acqua di importanza regionale, ovvero Piave, Piave Vecchia e Sile.

Il fiume Piave, pur non rappresentando un ricettore idraulico per i territori di San Donà di Piave, attraversandolo in direzione nord-sud con arginature di circa 7 m, risulta fondamentale nella valutazione della pericolosità idraulica legata alle possibilità di esondazione dell'asta idrografica, determinate principalmente dalla sufficienza arginale, da rapportare alle portate in transito per i diversi tempi di ritorno.

La Piave Vecchia rappresenta invece il tratto terminale del sistema del Sile, a seguito degli interventi di diversione operati da parte della Serenissima Repubblica. Lungo il Taglio, ed il successivo corso di Piave Vecchia, il Sile, dapprima solo in sinistra e poi anche in destra, riceve le acque di numerosi impianti idrovori. Nel tratto di interesse per il territorio in esame afferiscono alla Piave Vecchia sia le portate della Marezzana a scolo naturale, sia quelle sollevate dall'idrovora di Croce del bacino Caposile, sia quelle dell'intero bacino Cavazuccherina, sollevate dalle idrovore di Pesarona e di Jesolo. L'ingresso delle acque del Piave è regimato attraverso il manufatto Intestadura, aperto per consentire l'immissione di acque del Piave sufficienti a mantenere un flusso ridotto nel vecchio o per scopo di irrigazione, chiuso in fase di piena per eliminare il collegamento con il Sile.



Figura 2.2 - Piave Vecchia, conca di navigazione Intestadura

Il bacino idrografico Cavazuccherina, infine, fa capo a tre impianti idrovori (Chiesanuova, Pesarona e Jesolo); l'ultimo di questi è nettamente prevalente rispetto agli altri in termini di portata e potenzialità. Attraversano l'area anche due collettori di "acque alte" costituiti dai canali Rosa e Taglio di Re, originariamente ricettori per scolo naturale delle porzioni altimetricamente più favorite del bacino in esame.

Ricompreso all'interno del suddetto bacino vi è il canale Caposile, che scorre inizialmente parallelo alla SP47 per poi deviare verso sud, classificato come canale irriguo ma che assolve anche a funzioni di scolo per questa parte del territorio. Regolamentato da manufatti di controllo, tale canale è debolmente arginato nel tratto compreso tra gli scoli consortili Zuliani e Principale Primo; per questo motivo, i capofossi di carattere privato sono collegati al sistema di bonifica Pesarona a mezzo di botti a sifone.

Si elencano quindi le principali interferenze della nuova infrastruttura con il reticolo superficiale:

1. Procedendo da sud-ovest verso nord-est, dopo il Fiume Sile, il primo collettore di una certa importanza è il Canale Zuliani. Il Canale Zuliani, connesso tramite botte a sifone al capofosso drenante le aree poste a nord del canale Caposile, è intersecato dalla Canaletta irrigua Francescata, che attualmente scorre a cielo aperto con direzione sud-ovest nord-est.
2. Continuando verso nord-est si incontra poi il collettore di bonifica Principale Primo, il quale si stacca dal canale Caposile all'altezza dell'intersezione tra la SP47 e via Amedeo Peruch e connesso allo stesso mediante manufatto di regolazione; a valle, lo scolo Principale Primo risulta connesso sia all'idrovora Pesarona, per mezzo dell'omonimo canale, sia all'idrovora Jesolo, dopo aver sottopassato il canale Rosa ed averne parzialmente inglobato i contributi per mezzo di apposita derivazione.
3. Ultimo corso d'acqua intersecato dalla nuova viabilità di progetto è il Caposile stesso, il quale risulta connesso a monte alla Piave Vecchia con manufatto di regolazione in forza delle sue funzioni irrigue, mentre presenta naturale immissione in canale Rosa nel suo tratto terminale.



Figura 2.3 – Rete idrografica principale per l'area oggetto di studio (elaborazione dati con ArcMap).



Figura 2.4 – FOTO 1: Principale Primo immediatamente a valle della derivazione dal canale Caposile.



Figura 2.5 – FOTO 2: Principale Primo, vista nord-sud in corrispondenza della derivazione del canale Pesarona.



Figura 2.6 – FOTO 3: Cospile a monte della deviazione planimetrica in direzione sud (immissione canale Bosco).



Figura 2.7 – FOTO 4: Cospile, immissione in Canale Rosa.



Figura 2.8 – FOTO 5: Idrovora Pesarona.



Figura 2.9 – FOTO 6: Idrovora Jesolo.

2.1 Piano stralcio di Assetto Idrogeologico del Sile e della Pianura tra Piave e Livenza (PAI)

Il Piano si configura come uno strumento che attraverso criteri, indirizzi e norme consente una riduzione del dissesto idrogeologico e del rischio connesso e che deve inserirsi in maniera organica e funzionale nel processo di formazione del Piano di Bacino di cui alla L.183/89. Con D.C.R. n. 48 del 27.06.2007, il Consiglio Regionale del Veneto approva il Piano di Assetto Idrogeologico del bacino del fiume Sile e della pianura tra Piave e Livenza.

La modellazione dei bacini del Sile e della Pianura tra Piave e Livenza, necessaria alla definizione delle aree a pericolosità idraulica, è stata effettuata sulla base delle risultanze dello "Studio per l'individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico e adozione delle misure di salvaguardia nel bacino del fiume Sile e della pianura tra Piave e Livenza" redatto dal Prof. Ing. Luigi D'Alpaos, nell'ambito del quale sono state individuate, attraverso un'indagine storica sulle esondazioni verificatesi in concomitanza di eventi di piena del passato, le zone soggette a tali fenomeni. Quindi sono state confrontate le aree che sono state effettivamente allagate con quelle a vario titolo dichiarate a pericolo di esondazione negli studi condotti in questi anni su questo problema.

Sulla base dei risultati ottenuti dalla modellazione sono state perimetrare le zone a pericolosità, evidenziate nella cartografia di piano.

Dall'analisi della Carta della Pericolosità Idraulica PER-20-CTR emerge pertanto che l'ambito di intervento risulta classificato come zona a pericolosità idraulica moderata (P1), sia per la caratteristica propria di area soggetta a scolo meccanico che, parzialmente, per il raggiungimento di tiranti $h > 0$ al verificarsi di evento critico con tempo di ritorno pari a 100 anni.

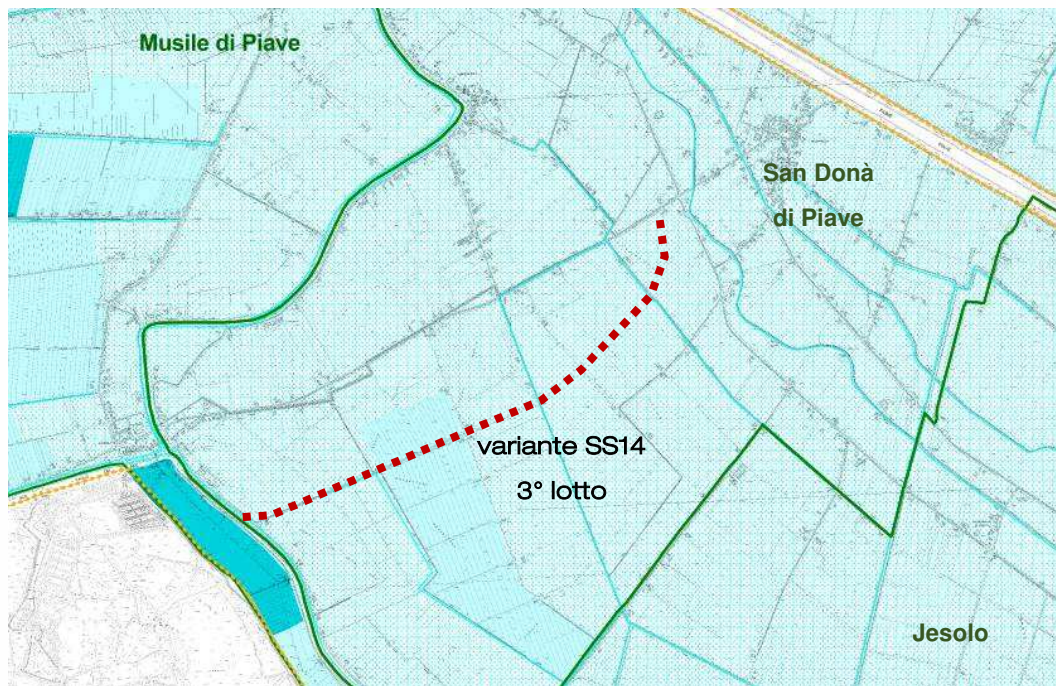


Figura 2.10 – Estratto della Carta della Pericolosità Idraulica PER-20-CTR del PAI del Sile e della Pianura tra Piave e Livenza.

L'art. 13 delle NTA del PAI dispone che *"nelle aree classificate a pericolosità moderata – P1 spetta agli strumenti urbanistici comunali e provinciali ed ai piani di settore regionali prevedere e disciplinare, nel rispetto dei criteri e indicazioni generali del presente Piano, l'uso del territorio, le nuove costruzioni, i mutamenti di destinazione d'uso, la realizzazione di nuovi impianti e infrastrutture, gli interventi sul patrimonio edilizio esistente."*

2.2 Piano stralcio di Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione.

Il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione è stato adottato dal Comitato istituzionale dell'Autorità di Bacino con delibera n.3 del 9 novembre 2012. Successivamente è stato approvato con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 21 novembre 2013.

Sulla base di quanto riportato nella relazione generale di Piano¹, nell'ambito delle attività di studio intraprese dall'Autorità di bacino sul tema della sicurezza idraulica sono stati predisposti modelli idrologici e modelli propagatori che hanno consentito di evidenziare, per un assegnato tempo di ritorno, le tratte critiche dei corsi d'acqua in cui potrebbero manifestarsi condizioni di criticità.

La sintesi del lavoro è stata rappresentata su di un'apposita cartografia nella quale, per rappresentare le situazioni di criticità, è stato utilizzato un indicatore sintetico riferito ad una determinata tratta fluviale: Carta degli indicatori di criticità.

L'indicatore di criticità descrive il tipo e l'intensità degli eventi critici e viene associato a tratti del corso d'acqua, arginati o meno, che presentano caratteristiche di omogeneità dal punto di vista della criticità intrinseca.

Per l'individuazione di eventuali insufficienze arginali, la Segreteria Tecnico-Operativa dell'Autorità di bacino si è a suo tempo avvalsa degli strumenti di calcolo messi a punto nell'ambito di specifiche attività di studio già intraprese sul tema della sicurezza idraulica.

Per la valutazione dello stato strutturale delle arginature dei corsi d'acqua si sono utilizzati i rilievi topografici acquisiti presso gli enti pubblici competenti e quelli realizzati ad integrazione di quelli esistenti. Sono stati inoltre acquisiti gli esiti dei rilievi termografici effettuati dal Magistrato alle Acque, nel 1983. Tale documentazione può fornire utili indicazioni circa la presenza di:

- A. paleoalvei percorsi da acque sotterranee;
- B. perdite diffuse di una certa entità;
- C. perdite diffuse deboli;
- D. perdite localizzate;
- E. fuoriuscite d'acqua.

Tutti questi elementi sono stati sintetizzati, tratta per tratta, con opportuni criteri; l'indicatore di criticità C è stato poi suddiviso nelle seguenti cinque classi:

1. per $C < 10$;
2. per $10 < C < 20$;
3. per $20 < C < 30$;
4. per $30 < C < 50$;

¹ Rif. Allegato alla delibera n.3 del Comitato Istituzionale del 9 novembre 2012, "Relazione Generale", pag. 21 e segg.

5. per $C > 50$.

a ciascuna delle quali è stato infine attribuito un colore, scelto nell'ambito di una scala cromatica che varia dal verde (criticità minima) al rosso (criticità più elevata).

Si riporta, a tal proposito, estratto della cartografia sopra descritta, con indicazione del tracciato della variante oggetto del presente studio.

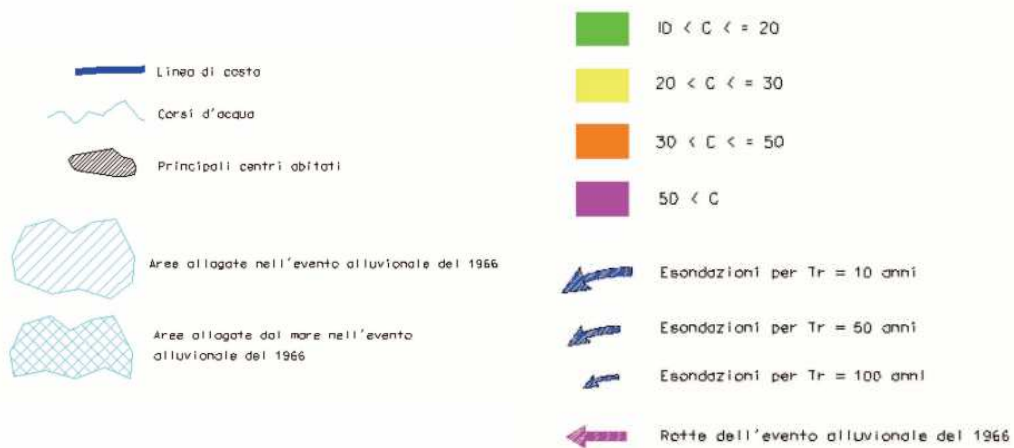
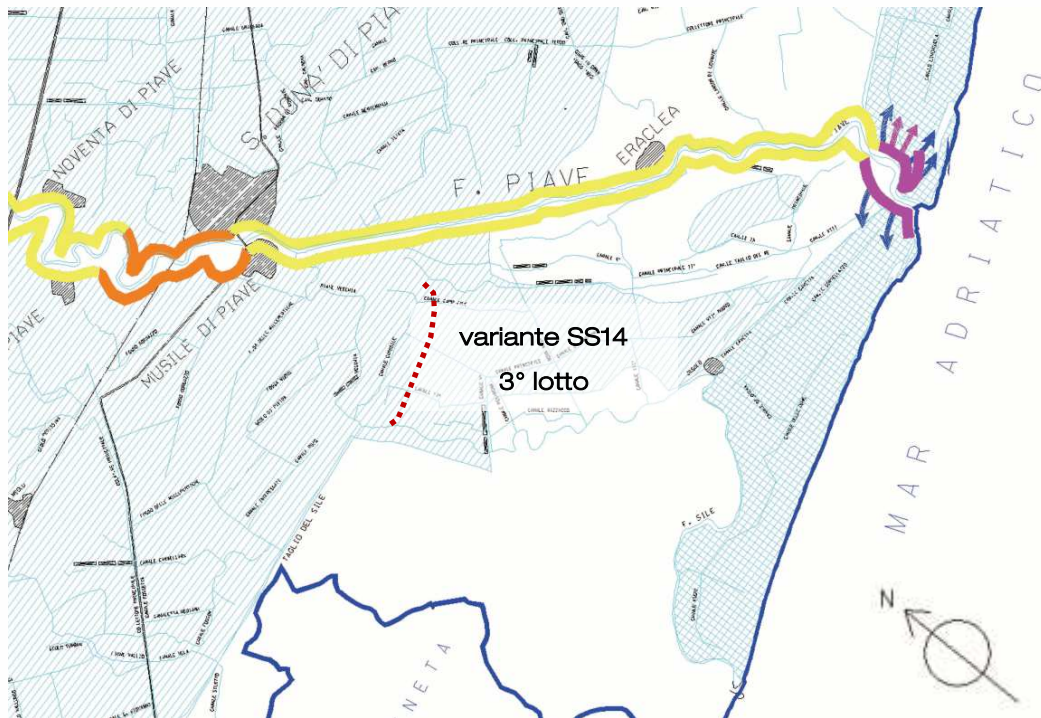


Figura 2.11 – PAI dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione: estratto Tav. XII, "Carta della criticità idraulica del bacino del Piave".

Per quanto inerente lo studio in esame, il PAI del Piave fornisce altresì utili indicazioni in merito alle aree allagate ed alle tracimazioni e brecce formatesi nel corso dei principali eventi alluvionali, con particolare riferimento alla piena del novembre 1966 cui la modellazione idraulica si riferisce per quanto riguarda le condizioni al contorno scelte e l'idrogramma di piena propagato lungo il corso del tratto di fiume Piave modellato.

Si riportano, a tal proposito, alcuni estratti della relazione generale², significativi per l'area di studio oggetto di analisi, e della cartografia storica prodotta ed allegato al PAI stesso.

"Per quanto riguarda il sistema arginale a valle di Zenson, le indagini eseguite nel primo segmento di studio con il supporto di un modello di propagazione delle piene monodimensionale, hanno evidenziato come i profili di sommità, le strutture, e le tenute idrauliche, per quanto accertabile, appaiono adeguate. Gli stati di criticità sono limitati a situazioni locali; come, ad esempio, all'interferenza di una banchina portuale a Ponte di Piave, a punti di infiltrazione in località Intestadura, ad erosioni di sponda per effetto di un manufatto in località Lampoli. Altre insufficienze riguardano la foce (località Revedoli e Cortellazzo) per insufficienze arginali nei riguardi delle maree eccezionali."

"Le simulazioni condotte, ipotizzando un livello di massima marea a quota 1.94 m s.m.m. (sullo zero idrometrico di Punta della Salute) hanno sostanzialmente confermato le considerazioni già sopra esposte nel merito della dinamica fluviale del tratto terminale, pur conducendo a valutazioni più ottimistiche circa la massima portata di piena sostenibile dal Piave nel suo tratto terminale. Le conclusioni cui perviene sono in estrema sintesi le seguenti:

- *la prima tratta, tra Nervesa e Candelù è caratterizzata da una capacità di portata dell'ordine di 4500÷5000 m³/s;*
- *la seconda tratta tra Candelù e Zenson è caratterizzata da una capacità di portata dell'ordine di 3500÷3700 m³/s;*
- *la terza tratta tra Zenson ed il mare è caratterizzata da una capacità di portata dell'ordine di 3000 m³/s.*

"Tornando agli esiti degli studi condotti dall'Autorità di Bacino si rileva che, nell'ipotesi che transiti una portata analoga a quella del 1966 e che non si verifichino rotte

(...)

critica risulta la situazione a cavallo dell'abitato di S. Donà di Piave, dove il franco di sicurezza si riduce fino quasi ad annullarsi, e immediatamente a valle del sostegno di Intestadura, dove per questi stessi casi si verificano le già ricordate tracimazioni, soprattutto in destra.

A valle di Intestadura si verifica un sormonto in destra idrografica che, si concentra principalmente in due punti, il più a valle dei quali è proprio a ridosso dell'abitato di Passarella."

² Rif. Allegato alla delibera n.3 del Comitato Istituzionale del 9 novembre 2012, "Relazione Generale", pag. 124 e segg.

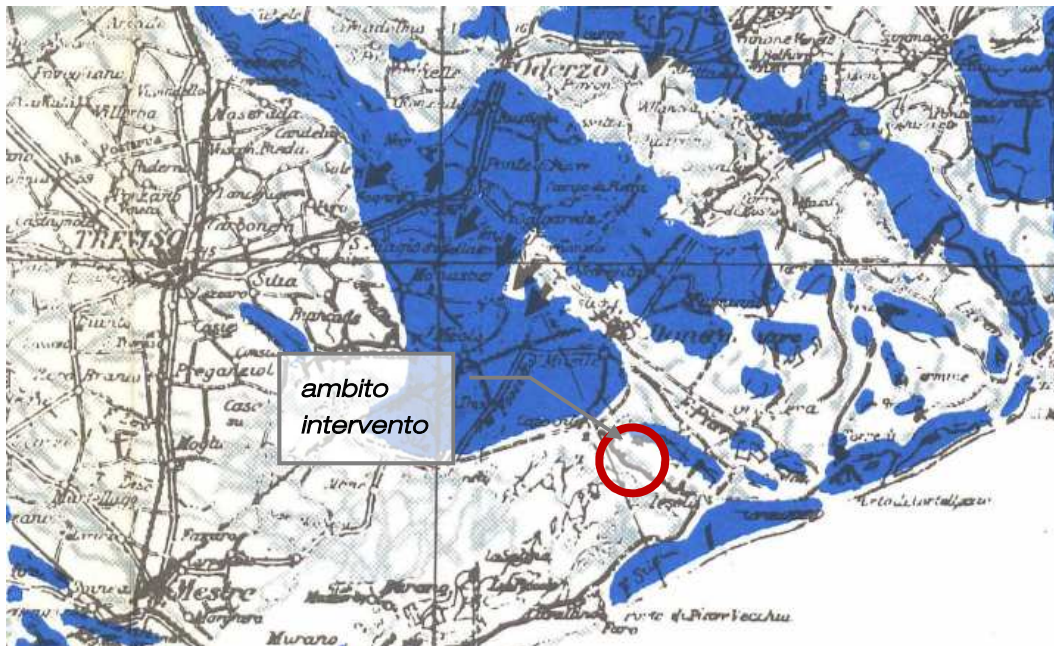


Figura 2.12 - PAI dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione: estratto Tav. II, "Carta degli allagamenti dell'evento alluvionale del Novembre 1966 redatta dal Magistrato alle Acque di Venezia-Ufficio Idrografico".

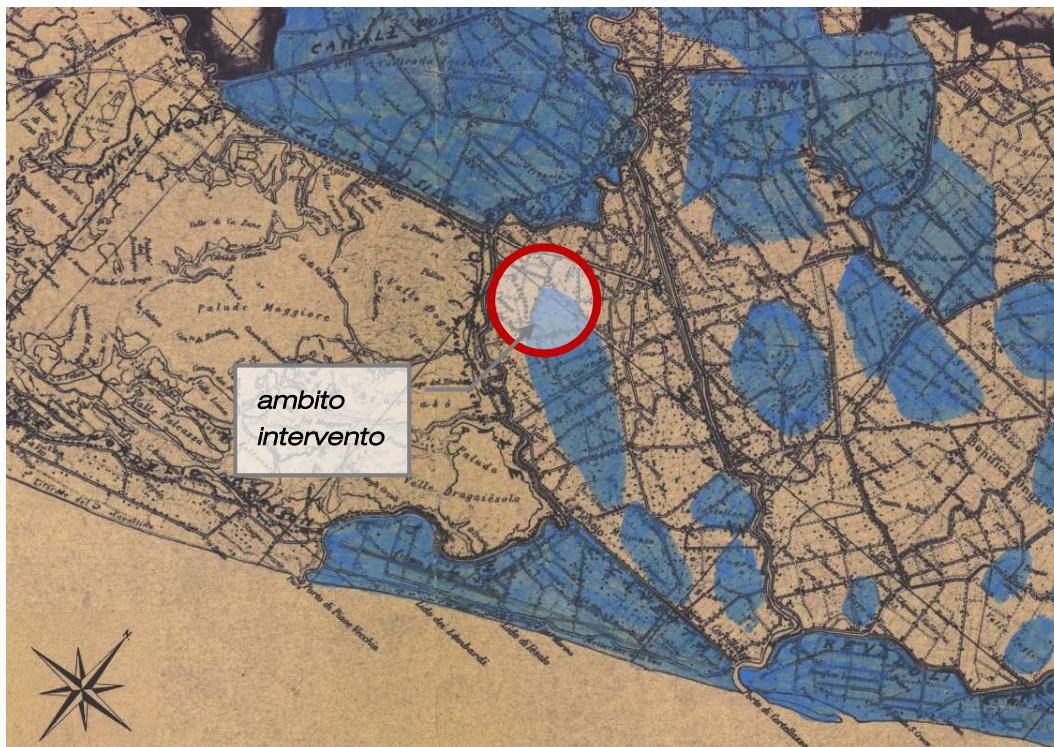


Figura 2.13 - PAI dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione: estratto Tav. III, "Carta degli allagamenti dell'evento alluvionale del Novembre 1966 redatta dall'Ufficio del Genio Civile di Venezia".

2.3 Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Alpi Orientali (PGRA)

Con Deliberazione del Comitato Istituzionale congiunto delle Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta e Bacchiglione e dell'Adige del 3 marzo 2016 è stato approvato il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del Distretto Alpi Orientali (PGRA).

La Direttiva Quadro relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi da alluvioni (Direttiva 2007/60/CE), ha l'obiettivo di istituire in Europa un quadro coordinato per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvione che è principalmente volto a ridurre le conseguenze negative per la salute umana nonché a ridurre i possibili danni all'ambiente, al patrimonio culturale e alle attività economiche connesse con i fenomeni in questione. In tal senso l'art. 7 della Direttiva prevede la predisposizione del cosiddetto Piano di Gestione del rischio di alluvioni.

Il Piano è caratterizzato da scenari di allagabilità e di rischio idraulico su tre differenti tempi di ritorno (30, 100, 300 anni). La mitigazione del rischio è stata affrontata interessando, ai vari livelli amministrativi, le competenze proprie sia della Difesa del Suolo (pianificazione territoriale, opere idrauliche e interventi strutturali, programmi di manutenzioni dei corsi d'acqua), sia della Protezione Civile (monitoraggio, presidio, gestione evento e post evento), come stabilito dal D.Lgs. 49/2010 di recepimento della Direttiva Alluvioni.

L'analisi dell'Allegato VI al Piano, "Mappe di allagabilità e rischio", restituisce informazioni in merito al rischio idraulico ed alle aree potenzialmente allagabili sul territorio.

Appare inoltre necessario evidenziare gli aspetti che consentano di distinguere tale strumento di pianificazione dal già citato PAI, concettualmente molto simili ma strutturati su presupposti tecnico-amministrativi diversi e con differenti finalità.

Sostanzialmente, sulla base di quanto riportato all'interno dell'Allegato I alla Relazione di Piano, "Elementi tecnici di riferimento per l'impostazione del piano", è possibile sintetizzare quanto segue:

- il PGRA è stato coordinato a livello di distretto idrografico (a differenza del PAI, condotto a livello di bacino) e ciò ha consentito di analizzare con maggior precisione gli effetti derivanti dalle alluvioni di pianura che interessano territorialmente bacini limitrofi;
- il PGRA ha come finalità principale la gestione dei possibili eventi alluvionali (finalità di protezione civile), mentre il PAI costituisce fondamentale riferimento per la pianificazione urbanistica; gli scenari mostrati dai rispettivi piani rispecchiano quindi da un lato le tempistiche proprie delle azioni di protezione civile, profondamente differenti dai tempi e dalle modalità di trasformazione ed evoluzione urbanistica del territorio.

Con riferimento a quanto sopra esposto, in considerazione del fatto che *"uno degli obiettivi del Piano di gestione del rischio di alluvioni è quello di mappare la propensione del territorio ad essere più o meno affetto da condizioni di allagabilità, le onde di piena sono state determinate facendo riferimento alla durata di precipitazione che massimamente sollecita il sistema idrografico nella sua interezza ovvero che, a scala di bacino e non di*

sottobacino, determina l'instaurarsi dei massimi volumi e livelli idrometrici. Va chiarito che la trattazione sopra descritta è funzionale al processo di pianificazione, non alla progettazione di opere."

Ciò premesso, la consultazione delle mappe di allagabilità del PGRA, e nello specifico per l'ambito in esame la tavola N09, evidenzia per l'area oggetto di intervento la presenza di altezze idriche in alcuni punti anche superiori ai 2 m (corrispondentemente alle zone più depresse, in cui i piani campagna si aggirano intorno a -1.5 m s.l.m.).

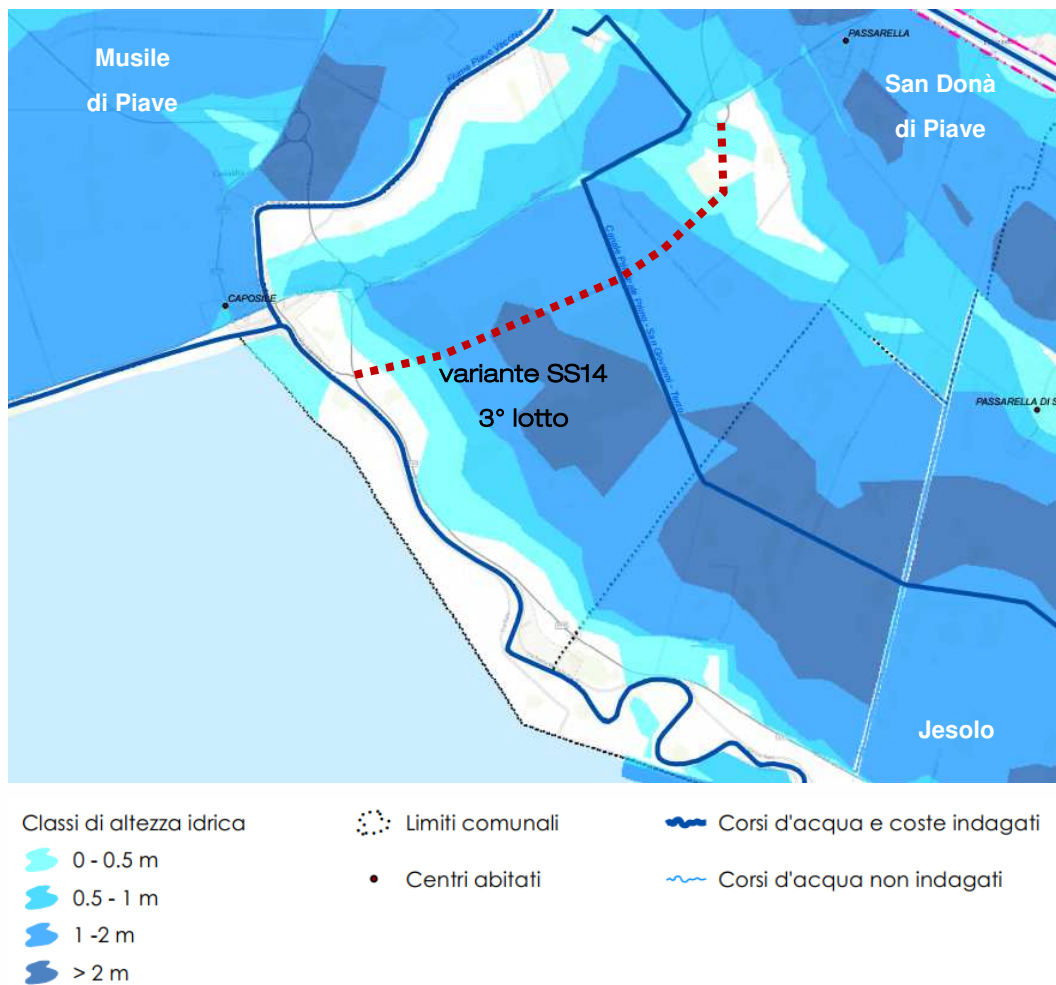


Figura 2.14 - PGRA del Distretto Alpi Orientali: estratto tav. N09-HMP-WH, altezze idriche scenario di media probabilità (TR 100 anni).

3 STATO DI PROGETTO: ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE

Procedendo da ovest verso est, la prima interferenza con il reticolo dei canali di bonifica è rappresentata dal Canale Zuliani, che viene superato mediante uno scatolare di sezione 5.00x3.50 m, che appare sovradimensionato rispetto alle attuali dimensioni del canale.

Il Consorzio di Bonifica Veneto Orientale ha però in progetto il collegamento idraulico dei bacini Caposile e Cavazuccherina mediante sifone sottopassante la Piave Vecchia. Il canale è previsto in adiacenza alla Variante per la S.S. n. 14 dal sottopasso per via Chiesanuova alla rotatoria, per poi attraversare la stessa (lungo i raggi per la via Caposile e per il raccordo con la S.P. per Jesolo) e portarsi quindi in testa al canale Finotto, proseguendo poi per il canale Zuliani, Sesto e Francescata verso le idrovore Pesarona e Jesolo. Il canale è previsto con base di m 5.00 e scarpate 3/2. La nuova Superstrada del Mare va a collocarsi sul sedime previsto per il nuovo canale che dovrà pertanto essere spostato in fregio alla stessa ed alla rotatoria sul lato Sud-Ovest con sottopassante della strada stessa all'origine del canale Finotto.

Il tracciato di progetto interferisce quindi con il futuro canale di collegamento in corrispondenza del canale Zuliani. Questo è il motivo per il quale il manufatto di attraversamento è stato previsto di sezione adeguata alle future funzioni.

Il canale funge anche da recapito per le acque drenate dalla piattaforma nei fossi di guardia dell'asse principale.

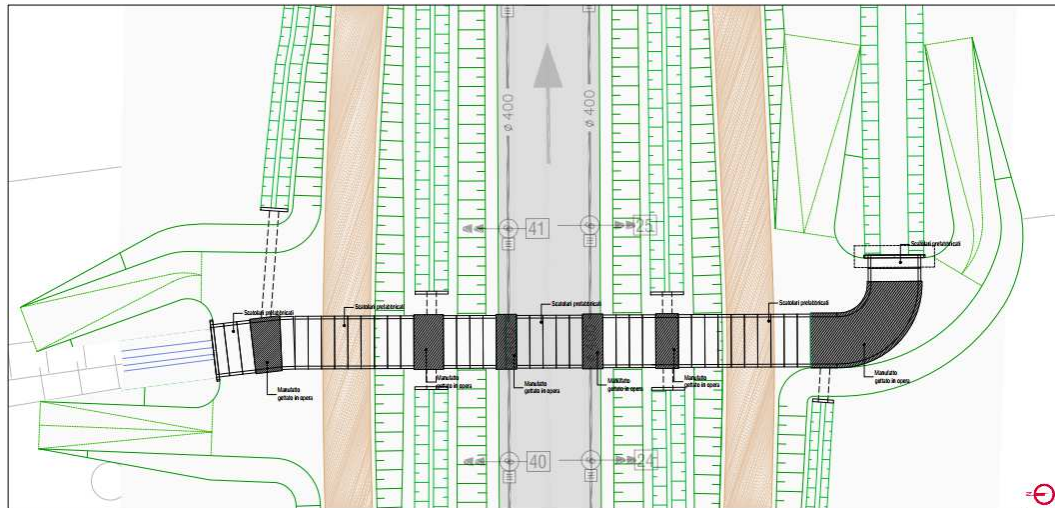


Figura 3.1 - Attraversamento canale Zuliani, planimetria di progetto.

Successivamente viene rilevata l'interferenza con il canale Principale Primo, risolta mediante inserimento di elementi scatolari di sezione 4.00x2.50 m. Il canale attualmente presenta sezione trapezia di base minore pari a circa 2.5 m e sponde inclinate 3/2.

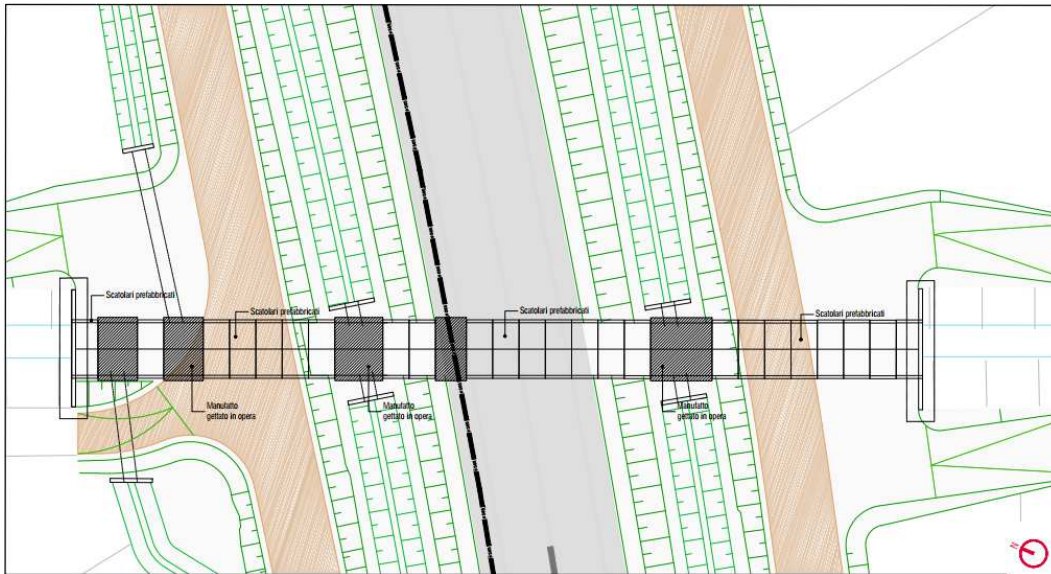


Figura 3.2 - Attraversamento canale Principale Primo, planimetria di progetto.

L'ultimo corso d'acqua da superare è, come già accennato precedentemente, il Canale Caposile, il quale presenta allo stato attuale sezione trapezia di base minore 1.50 m, base maggiore 6.80 m e sponde inclinate 3/2.

Il progetto definitivo prevede la risoluzione dell'interferenza con il suddetto canale mediante tombino scatolare 4.00x2.50 m.

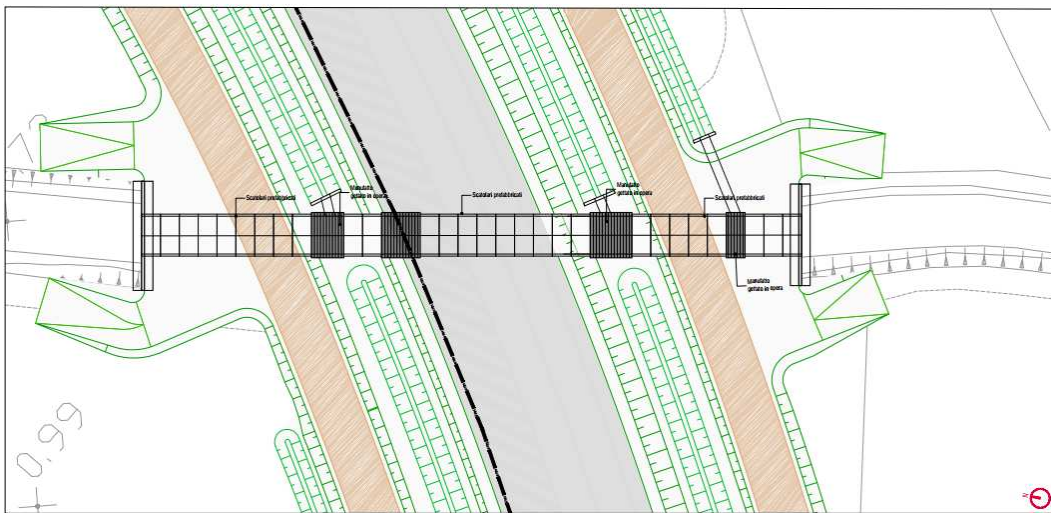


Figura 3.3 - Attraversamento canale Caposile, planimetria di progetto.

Per ciascuno degli attraversamenti sopra illustrati, dimensioni dei manufatti di e relative quote di scorrimento sono stati concordati con il competente Consorzio di Bonifica Veneto Orientale.

Tabella 3.1 - Riepilogo risoluzione interferenze con la rete consortile mediante realizzazione di nuovi attraversamenti (estratto dalla "Relazione Idraulica" del progetto definitivo dell'infrastruttura).

Progressiva	Denominazione	Portate di progetto			Sez scatolare
		Q(Tr=50)	Q(Tr=100)	Q(Tr=200)	
		mc/s	mc/s	mc/s	m
0+840	Canale Zuliani	15.85	19.27	22.63	5x3.5
2+068	Canale Primo	13.42	16.40	19.32	4x2.5
3+115	Canale Caposile	14.59	17.75	20.84	4x2.5

Appare infine necessario porre evidenza al fatto che il tracciato di progetto della nuova infrastruttura interferisce con il canale di bonifica denominato Zuliani, proprio in corrispondenza di un gomito del corso d'acqua. Si prevede quindi la traslazione della "S" del canale circa 35 m più a sud a valle del manufatto di attraversamento come mostrato nella seguente figura.

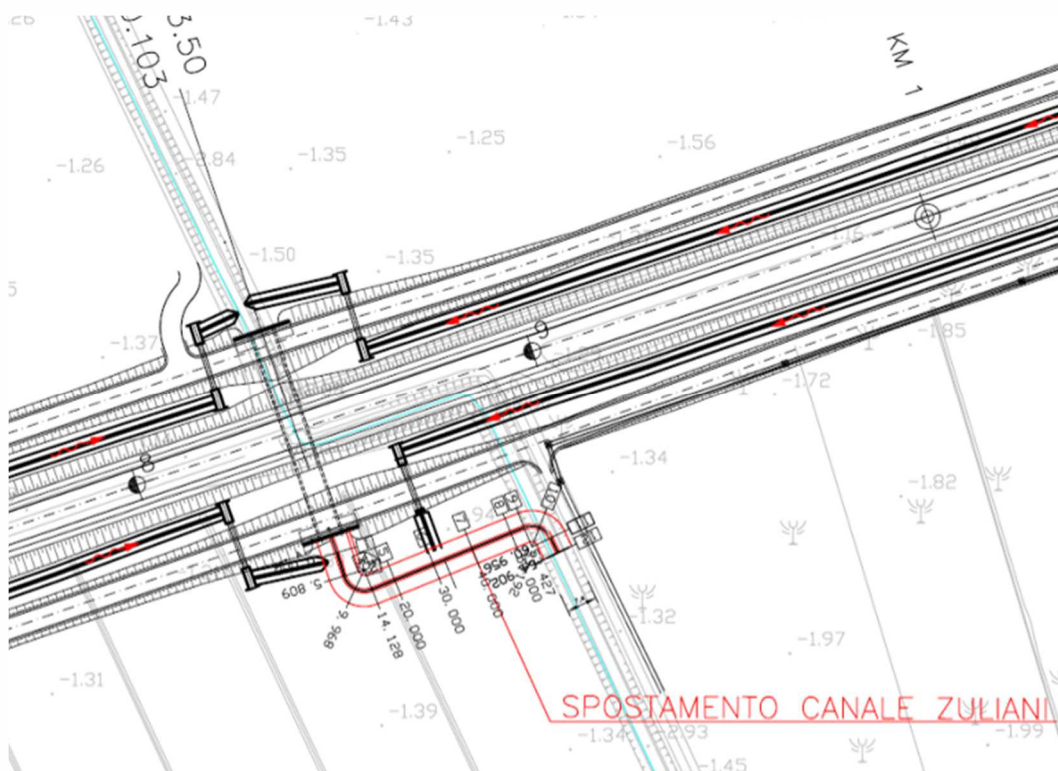


Figura 3.4 - Intervento di spostamento del canale Zuliani: stralcio planimetrico.

L'intervento è previsto per un tratto di lunghezza di 65 m circa con pendenza pari a 1‰. Si ripropone la medesima geometria dell'attuale sezione con base di 1 m e sponde in terra di pendenza 2/3.

Il tratto di progetto del canale si raccorda a valle con il tratto rettilineo subito dopo la seconda curva, mentre il tratto esistente a monte verrà interrato fino alla quota del piano campagna.

Nell'ottica del futuro ampliamento del canale previsto dal Consorzio di Bonifica Veneto Orientale, le quote di scorrimento dello scatolare di attraversamento (-4.7 m s.l.m.) sono state previste più basse rispetto all'attuale scorrimento (circa -3.3 m s.l.m.), secondo le indicazioni del suddetto Consorzio.

4 REGIME IDROLOGICO

4.1 Analisi delle precipitazioni

Preliminarmente all'implementazione del modello idraulico cui la presente trattazione riferisce, si è reso necessario effettuare lo studio idrologico della porzione di territorio modellata allo scopo di selezionare gli eventi pluviometrici critici per la rete idrografica in esame e, nel contempo, ricostruire le condizioni al contorno per il modello idraulico, in termini di idrogrammi di piena lungo le aste dei corsi d'acqua oggetto di modellazione.

Nel caso specifico dell'area oggetto di studio, è stata prevista l'implementazione di adeguato modello idrologico allo scopo di ricostruire i contributi in ingresso, rispettivamente:

- alla rete consortile appartenente al bacino Cavazuccherina (Caposile, Principale Primo, Zuliani, canale Rosa)
- al fiume Sile, a monte del tratto interessato dalle immissioni dei contributi sollevati dagli impianti idrovori (ovvero a monte dell'impianto idrovoro di Portesine), al fine di completare le informazioni disponibili in letteratura che forniscono unicamente indicazioni relative al colmo di piena in località Casier (TV).

Lo scopo di un'analisi pluviometrica consiste nel determinare una stima dell'altezza di pioggia puntuale $h(T)$ di durata d ed assegnato tempo di ritorno T . Il tempo di ritorno è definito come l'intervallo temporale entro cui una certa altezza di precipitazione viene eguagliata o superata mediamente una volta e misura quindi il grado di rarità di un evento.

La stima $h(d,T)$ viene generalmente espressa da curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, che per vari parametri T di riferimento (per esempio 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200 anni) esprimono la precipitazione attesa $h_t(d)$ in funzione della durata d .

Di norma, la stima delle altezze di precipitazione avviene mediante regolarizzazione statistica, individuando cioè una distribuzione teorica di probabilità che bene si accorda con i valori osservati. A tal proposito, la letteratura statistica ha sviluppato una varietà di metodi per la scelta della distribuzione più idonea alle differenti tipologie di dato e per l'inferenza dei parametri di una distribuzione a partire da un campione di misure.

Ciò premesso, appare necessario specificare che lo studio idrologico è stato condotto utilizzando i parametri per la regionalizzazione delle precipitazioni e dati delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica ricavati dalla *"Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento"*, condotto da *NORDEST INGEGNERIA S.R.L.*, per conto del "Commissario delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 Settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto".

Con particolare riferimento all'ubicazione geografica dell'area oggetto di studio, per la definizione degli eventi di precipitazione di progetto le analisi considerate sono quelle relative ai comprensori dei Consorzi di Bonifica Piave e Veneto Orientale.

Il comprensorio del Consorzio di Bonifica Piave interessa una superficie pari a circa 192162 ha e si estende nei territori di pianura a cavallo del fiume Piave compresi tra il fiume Muson

dei Sassi a ovest, il fiume Sile a sud e il fiume Livenza a est. Ricade principalmente nella provincia di Treviso e in piccola parte in provincia di Venezia e comprende il territorio di 93 comuni.

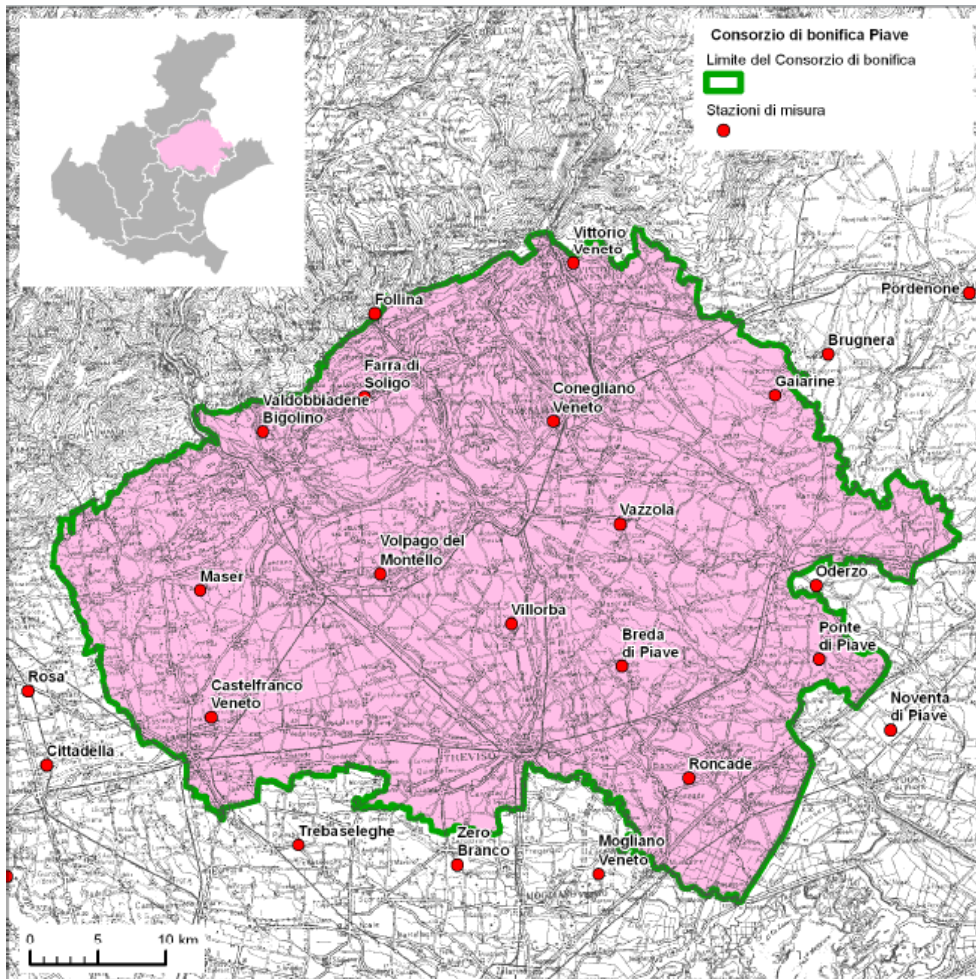


Figura 4.1 - Corografia del comprensorio del Consorzio di Bonifica Piave, con indicazione delle Stazioni di misura.

Le stazioni pluviometriche utilizzate per l'analisi sono state scelte in modo da circoscrivere completamente l'area di interesse. Per ogni stazione sono stati considerati i valori massimi annui misurati su intervalli temporali di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti consecutivi e di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive. I valori sono stati forniti dal CMT a partire da serie validate, eliminando i valori relativi ad eventuali anni in cui il funzionamento della strumentazione fosse stato inferiore al 95% del totale teorico di oltre 105.000 letture annue ogni 5 minuti.

Nome stazione	Z [m s.m.]	Coordinata Est Gauss Boaga W [m]	Coordinata Nord Gauss Boaga W [m]	Attiva dal	Numero di massimi annui
Breda di Piave (BP)	21	1759803	5068127	01-01-1992	16
Bassano del Grappa (BS)	128	1712258	5073804	07-03-2000	9
Castelfranco Veneto (CF)	50	1729544	5064403	01-08-1989	16
Follina (FL)	286	1741576	5094037	01-07-1984	16
Farra di Soligo (FS)	172	1740846	5087888	01-02-1992	16
Conegliano Veneto (GL)	83	1754728	5086125	01-08-1989	15
Gaiarine (GR)	18	1771060	5088027	01-02-1992	16
Cittadella (IT)	56	1717437	5060795	01-09-1991	16
Maser (MS)	101	1728768	5073708	01-04-1992	16
Noventa di Piave (NP)	2	1779548	5063479	01-02-1992	16
Oderzo (OD)	8	1774069	5074080	01-02-1992	16
Mogliano Veneto (OG)	5	1758086	5052812	01-09-1997	11
Vittorio Veneto (OR)	122	1756207	5097775	22-02-2000	9
Pove del Grappa loc. Pra' Gollin (PG)	675	1712940	5076113	26-11-1985	16
Ponte di Piave (PT)	6	1774311	5068689	14-03-1995	13
Portogruaro Lison (PU)	2	1792604	5072676	01-02-1992	16
Rosa' (RA)	85	1716095	5066330	01-11-1991	16
Roncade (RC)	6	1764703	5059832	01-02-1992	16
Trebaseleghe (TS)	23	1736015	5054913	11-07-1995	13
Vazzola (VA)	40	1759626	5078592	01-02-1992	16
Villorba (VB)	41	1751649	5071267	01-02-1992	16
Valdobbiadene Bigolino (VN)	222	1733368	5085364	01-02-1992	16
Volpago del Montello (VO)	125	1742000	5074920	01-02-1992	16
Zero Branco (ZB)	12	1747685	5053500	01-02-1992	16

Figura 4.2 - Elenco delle stazioni d'interesse per il Consorzio di Bonifica Piave.

Il comprensorio del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale interessa una superficie pari a circa 113359 ha e si estende nei territori compresi tra fiume Tagliamento, laguna di Venezia, e confine tra Veneto e Friuli Venezia Giulia. Ricade principalmente nella provincia di Venezia per 104262 ha e in minor parte in provincia di Treviso per 9097 ha e comprende il territorio di 30 comuni.

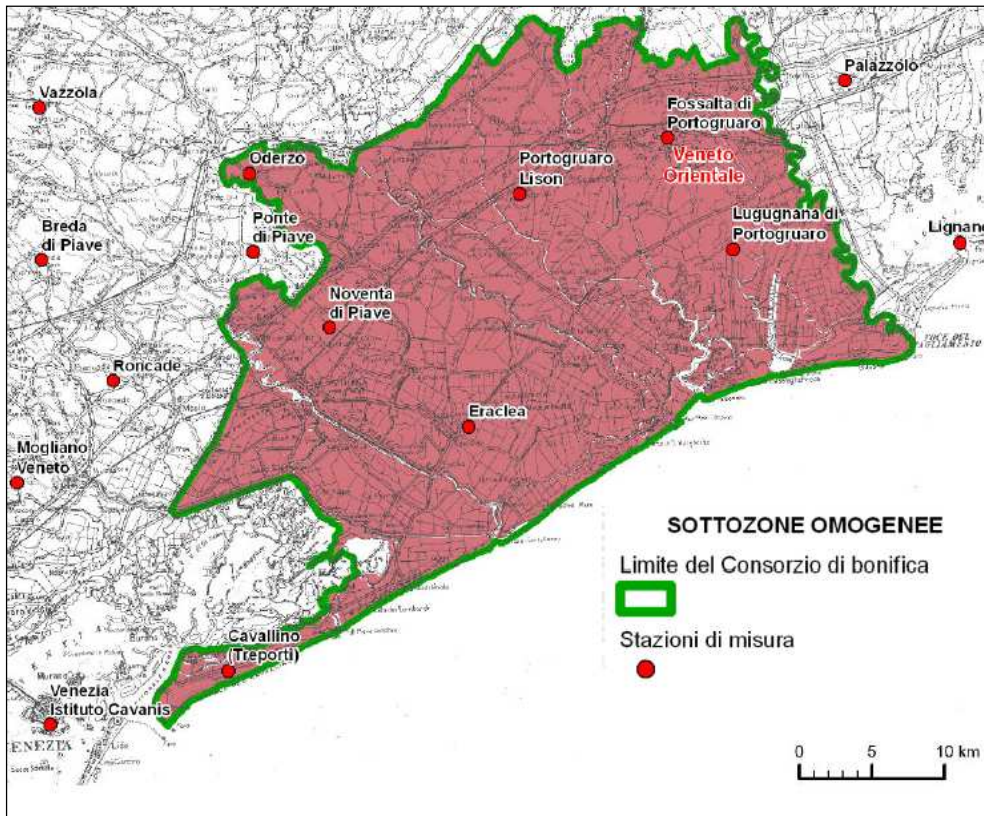


Figura 4.3 - Corografia del comprensorio del Consorzio di Bonifica Veneto Orientale, con indicazione delle stazioni di misura.

Anche in questo caso le stazioni pluviometriche utilizzate per l'analisi sono state scelte in modo da circoscrivere completamente l'area di interesse.

Nome stazione	Quota [m s.l.m.]	Anno attivazione	Interno all'area
Cavallino	1	1992	Si
Eraclea	-1	1992	Si
Fossalta di Portogruaro	4	1992	Si
Lugugnana di	0	1992	Si
Mogliano Veneto	5	1997	No
Noventa di Piave	2	1992	Si
Oderzo	8	1992	Si
Ponte di Piave	6	1995	No
Portogruaro Lison	2	1992	Si
Roncade	6	1992	No
Venezia Cavanis	20	2000	No

Figura 4.4 - Elenco delle stazioni d'interesse per il Consorzio di Bonifica Veneto Orientale.

Gli elementi proposti dal citato studio permettono una valutazione delle altezze di pioggia attese per ciascuna delle dieci durate considerate. Da tali stime è necessario elaborare le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, cioè le formule che esprimono la precipitazione h in funzione della durata t .

Le formule più diffuse in letteratura sono le seguenti:

$$(1) h = \frac{a}{(t + b)^c} t$$

$$(2) h = a \cdot t^n$$

caratterizzate rispettivamente da 3 o 2 parametri che devono essere ottenuti per taratura.

La formula (2) non consente una buona interpolazione dei dati per tutte le durate considerate: è bene pertanto riferirsi di norma all'espressione (1) con tre parametri.

Le curve segnalatrici possono essere calcolate con riferimento ad una singola stazione, oppure, come in questa sede, per sottoaree omogenee.

L'*Analisi regionalizzata delle precipitazioni* ha sviluppato un'indagine delle medie dei massimi annuali mediante metodologie matematiche che producono dei raggruppamenti ottimi di una serie di osservazioni (dette tecniche di *cluster analysis*), in modo tale che ciascun gruppo risulti omogeneo al proprio interno e distinto dagli altri.

Mediante l'applicazione del metodo dei *topoietti*, o *poligoni di Thiessen*, l'analisi ha individuato per i comprensori consortili differenti sottozone climatiche associate alle Zone Territoriali Omogenee di rilievo idrografico.

Considerato l'insieme delle stazioni di misura, si congiunge ciascun sito con quelli ad esso prossimi, ottenendo un reticolo di maglie triangolari. Di ciascun segmento tracciato si individua l'asse, cioè la perpendicolare nel punto medio; gli assi permettono di definire dei poligoni irregolari, uno per stazione: per costruzione, ogni punto interno al topoietto è così associato alla stazione più vicina. Il topoietto individua così l'area di influenza della stazione in esso contenuta.

Curva di Crescita	Sottozona	Zona Territoriale Omogenea
Consorzio di bonifica Piave	Alto Sile - Muson	Alto Sile - Muson
	Medio Sile - Vallio - Meolo	Medio Sile - Vallio - Meolo
	Media sx Piave	Media sx Piave
	Meschio - Monticano	Meschio - Monticano
	Alto Piave	Alto Piave

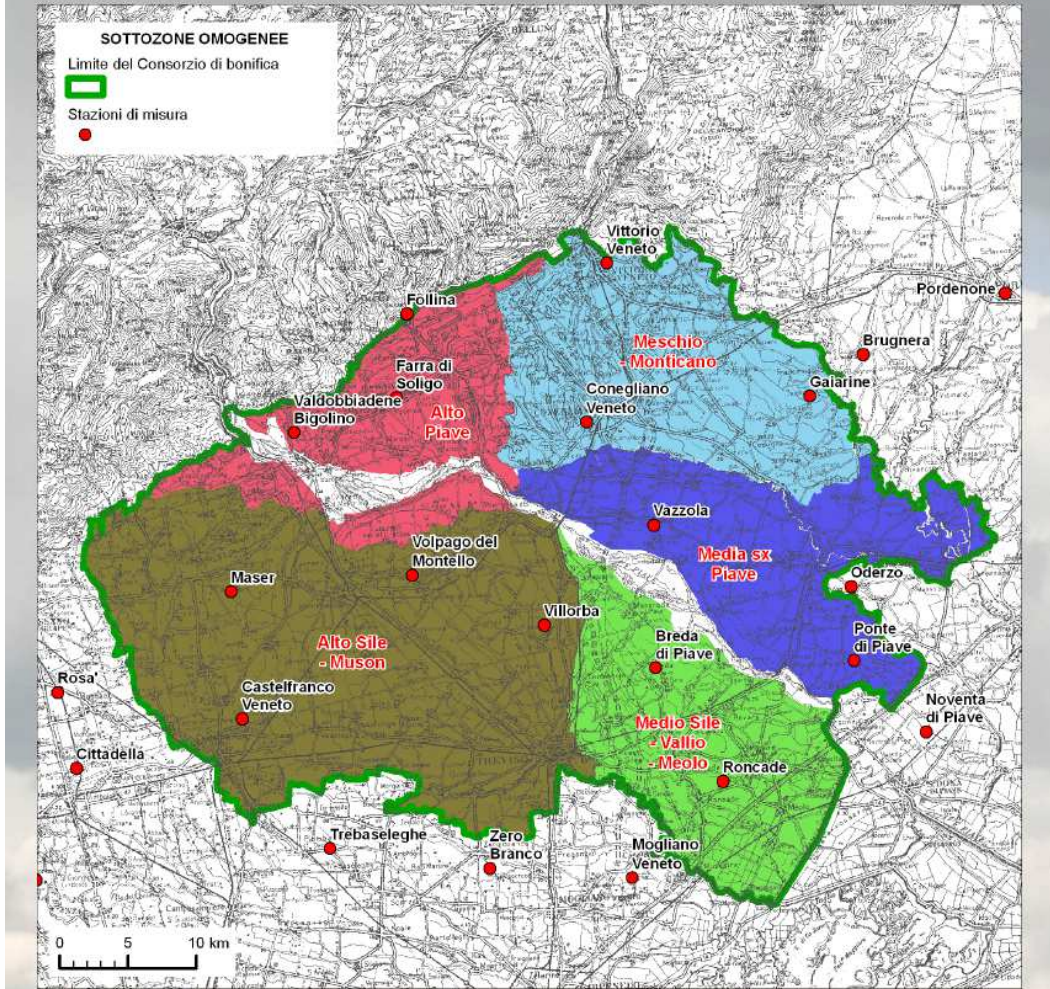


Figura 4.5 - Individuazione di Sottozone Omogenee per il Consorzio di Bonifica Piave.

Per il Consorzio di Bonifica Veneto Orientale l'"Analisi regionalizzata" ha individuato un'unica sottozona coincidente con il comprensorio.

Dall'analisi delle Sottozone precedentemente definite, è possibile constatare che:

- il bacino idrografico del fiume Sile, dall'abitato di Casier fino all'idrovora di Portesine, ricade all'interno delle sottozone **ALTO SILE-MUSON** e **MEDIO SILE - VALLIO - MEOLO** (Consorzio di Bonifica Piave);
- il bacino idrografico Cavazuccherina fa parte della sottozona **UNICA** individuata per il Consorzio di Bonifica Veneto Orientale.

Si riportano pertanto le corrispondenti curve di possibilità pluviometriche utilizzate nello studio in esame, specificando che il Tempo di Ritorno scelto per la definizione degli eventi critici di precipitazione è pari a 100 anni.

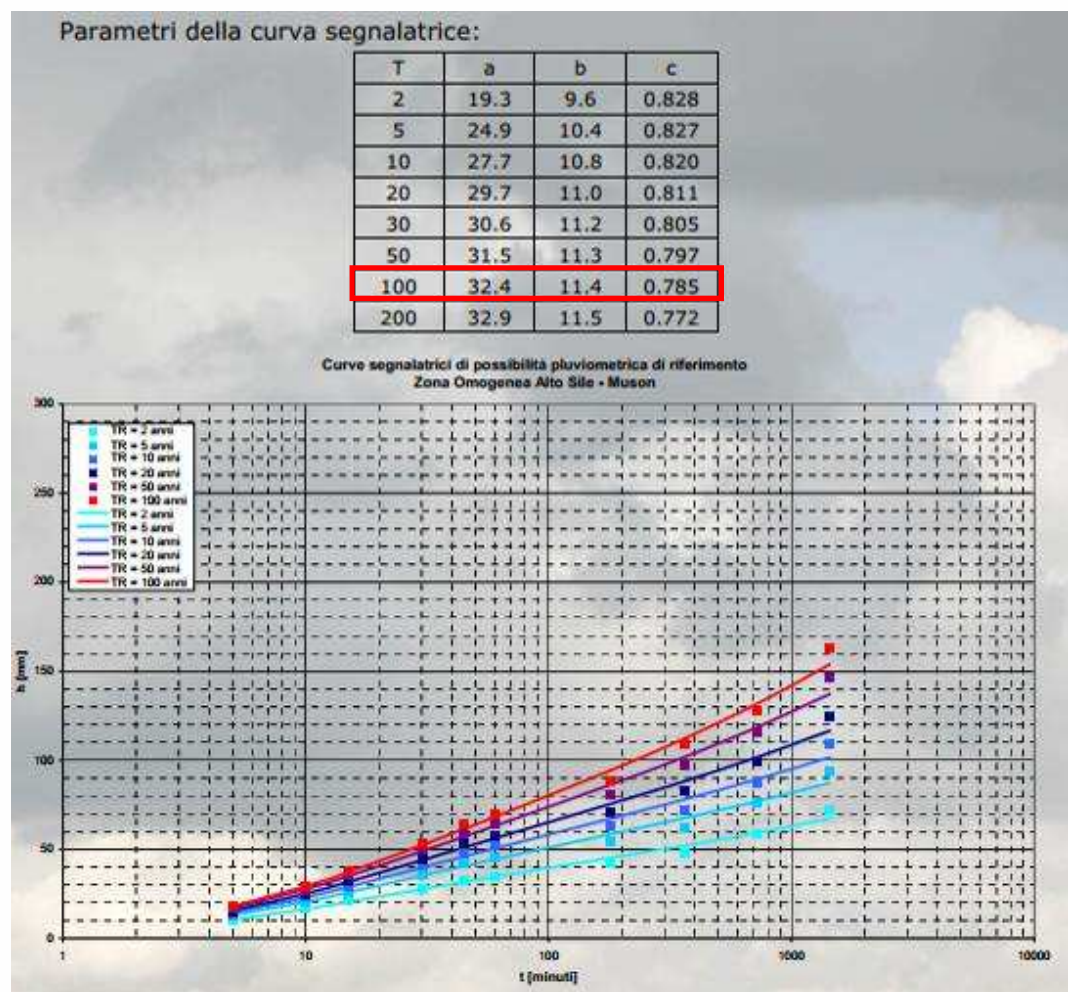


Figura 4.6 - Consorzio di Bonifica Piave, parametri curva segnalatrice per la zona omogenea Alto Sile - Muson.

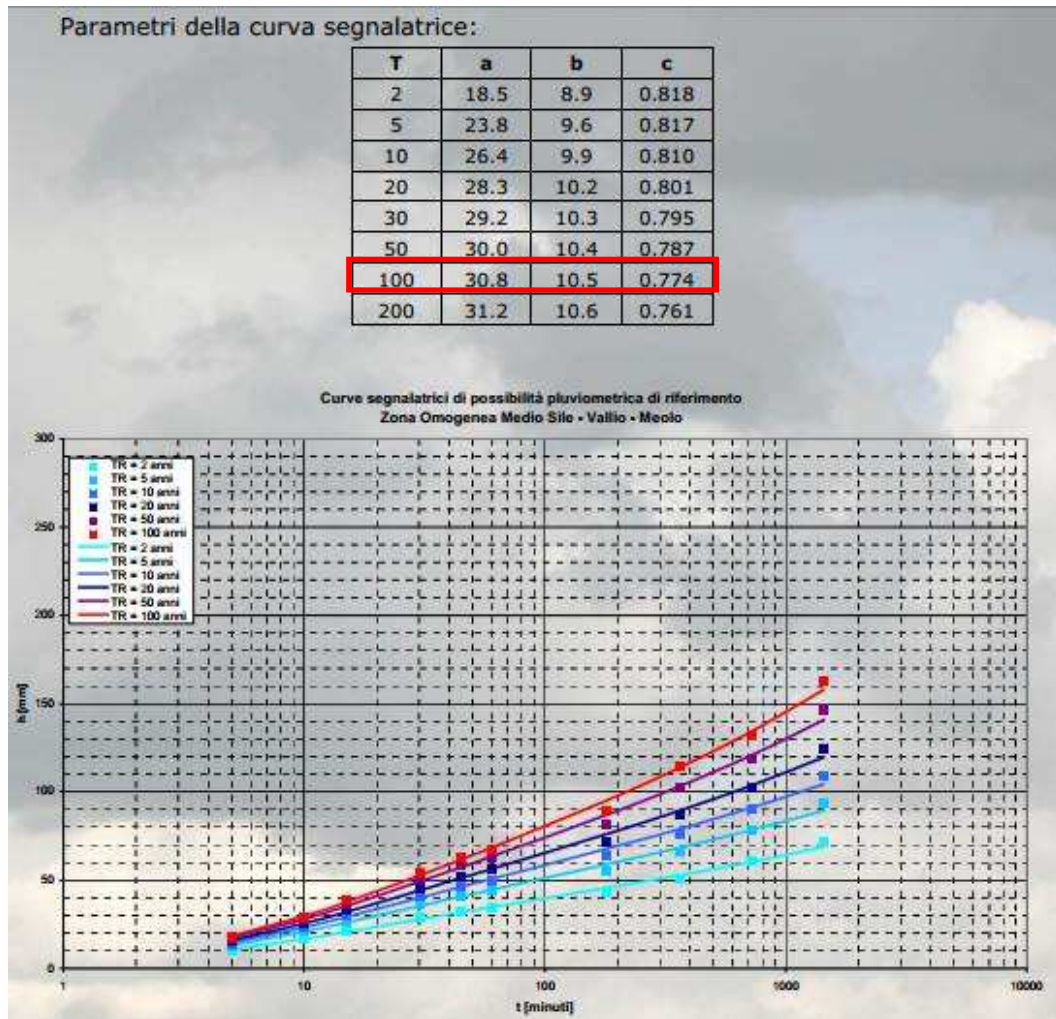


Figura 4.7 - Consorzio di Bonifica Piave, parametri curva segnalatrice per la zona omogenea Medio Sile - Vallio - Meolo.

T	a	b	c
2	18.5	10.8	0.819
5	23.8	11.8	0.813
10	25.4	11.7	0.799
20	25.9	11.3	0.781
30	25.8	10.9	0.769
50	25.4	10.4	0.754
100	24.5	9.6	0.732
200	23.2	8.7	0.709

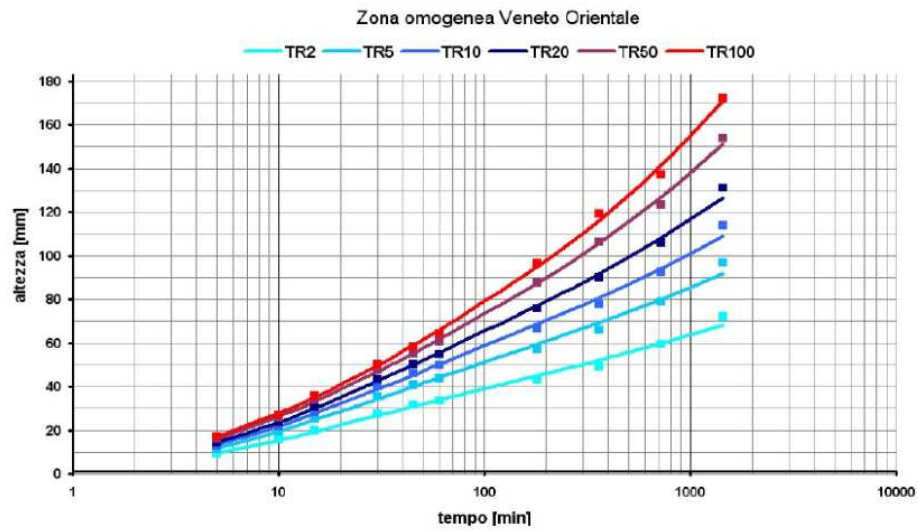


Figura 4.8 – Consorzio di Bonifica Veneto Orientale, parametri curva segnalatrice per la sottozona unica.

4.2 Modello di trasformazione afflussi-deflussi

Parallelamente alla scelta delle corrette curve di possibilità pluviometrica, che consentono la definizione delle altezze di precipitazione contribuenti alla formazione degli afflussi, per la stima degli idrogrammi di piena, ovvero la successione cronologica dei valori di portata che si verificano alla sezione di chiusura di un definito bacino con il relativo valore di colmo, si rende necessario scegliere ed utilizzare un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

La simulazione mediante modelli matematici del processo di trasformazione delle precipitazioni in deflussi, per la complessità dei fenomeni fisici coinvolti rende necessaria l'introduzione di semplificazioni che riguardano sia le leggi che governano le varie fasi del processo che la rappresentazione geomorfologica ed idrografica del bacino stesso.

Il modello utilizzato nel presente studio per la rappresentazione del fenomeno di infiltrazione è quello del Curve Number.

Il modello è di tipo empirico e consente di ottenere lo ietogramma della pioggia netta da quello della pioggia lorda per mezzo di semplici regole empiriche. Il metodo del Curve Number (*CN*), messo a punto dal *Soil Conservation Service* nel 1972, considera il deflusso superficiale come differenza fra precipitazione e perdite, dove in queste ultime si inglobano oltre alle perdite per infiltrazione anche quelle per intercettazione da parte delle piante, per accumulo sulle depressioni superficiali e per l'imbibimento iniziale del terreno.

L'ipotesi di base del metodo è che il rapporto tra il volume defluito ed il volume di pioggia depurato delle perdite iniziali rimanga, in ogni istante, uguale al rapporto tra il volume infiltrato ed il volume massimo teorico delle perdite³:

$$\frac{P_e}{P - I_a} = \frac{F_a}{S}$$

dove:

- P : precipitazione cumulata lorda;
- P_e : precipitazione efficace o volume specifico di deflusso;
- I_a : perdite iniziali;
- F_a : volume specifico iniziale;
- S : volume specifico di saturazione del terreno.

³ I parametri di tale modello non sono stati calibrati solo in base ai dati di infiltrazione, ma anche a quelli relativi a prove di laboratorio e a misure sul campo di un enorme numero di bacini di varie dimensioni negli Stati Uniti, messi in relazione con i tipi pedologici e di uso del suolo di ciascun bacino. La grossa mole di dati ed il continuo aggiornamento rendono questo metodo molto diffuso negli Stati Uniti e sempre più anche in Europa, grazie anche all'impiego di efficaci Sistemi Informativi Geografici.

È possibile inoltre scrivere l'equazione di continuità nella forma:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

dove è possibile stimare le perdite iniziali come una quota percentuale del volume specifico di saturazione $I_a = \beta \cdot S$, con valori tipici di β compresi tra 0,1 e 0,3 (usualmente si assume $\beta = 0,2$).

Sostituendo la F_a ottenuta dall'equazione di continuità nella prima, si ottiene l'espressione della precipitazione efficace P_e :

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)}$$

Il volume specifico di saturazione S dipende da natura e uso del suolo, e la sua valutazione può essere ricondotta a quella dell'indice CN secondo la seguente relazione:

$$S = S_0 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

con $S_0 = 254$ [mm].

L'indice CN è adimensionale ed è un fattore decrescente della permeabilità: esso varia tra $CN=0 \div 100$ con i seguenti valori estremi:

- $CN = 0$ per superficie totalmente permeabile;
- $CN = 100$ per superficie totalmente impermeabile.

Il CN risulta legato a:

- Tipologia litologica del suolo;
- Uso del suolo;
- Grado di umidità del suolo prima dell'evento meteorico esaminato;
- Stagione vegetativa.

Per quanto riguarda la tipologia litologica del suolo, il *Soil Conservation Service* ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi, riportati nella tabella seguente, sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di un prolungato adacquamento.

Tabella 4.1 - Tipologie di suolo previste dal metodo del CN

Tipo idrologico di suolo	Descrizione
A	<u>Scarsa potenzialità di deflusso.</u> Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	<u>Potenzialità di deflusso moderatamente bassa.</u> Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	<u>Potenzialità di deflusso moderatamente alta.</u> Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	<u>Potenzialità di deflusso molto alta.</u> Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

In relazione all'uso del suolo, sono state individuate un numero piuttosto elevato di classi che, incrociate con i quattro tipi di suolo, permettono di individuare un valore di CN.

Tabella 4.2 - Riepilogo dei valori del parametro CN sulla base tipologie di suolo e dell'uso del territorio.

Valori del parametro CN (adimensionale)	← Tipo idrologico Suolo →			
	A	B	C	D
↓ Tipologia di Uso del Territorio				
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
	buone condizioni	39	61	74
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area imperm. 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area imperm. 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500÷1000 m ² (area imperm. 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000÷1500 m ² (area imperm. 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500÷2000 m ² (area imperm. 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000÷5000 m ² (area imperm. 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000÷10000 m ² (area imperm. 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade,	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

4.3 Definizione del modello idrologico

Note le precipitazioni, le principali caratteristiche geomorfologiche del territorio e definito il modello di trasformazione afflussi-deflussi, l'ambito oggetto di modellazione può essere opportunamente suddiviso in sottobacini idrografici, per ciascuno dei quali saranno estratte le informazioni in termini di ruscellamento superficiale (che consentiranno inoltre la definizione delle condizioni al contorno per il modello idraulico oggetto della presente trattazione).

Quanto sopra esposto può essere concretizzato mediante l'utilizzo di codici di calcolo che consentano la simulazione qualitativa e quantitativa del completo ciclo idrologico applicato alle reti di scolo delle acque meteoriche sia a cielo aperto, sia tombinate.

L'implementazione del modello è stata effettuata mediante l'utilizzo del programma EPA's Storm Water Management Model (SWMM), software sviluppato dal dipartimento della protezione ambientale statunitense – United States Environmental Protection Agency (EPA) – dal 1971 e aggiornato ed ottimizzato fino alla versione 5.1.012.

La schematizzazione della rete di progetto è costituita dai seguenti elementi di carattere geometrico:

- sottobacini ("Subcatchments") coincidenti con porzioni dell'intero bacino analizzato;
- nodi ("Junction Nodes"), contenenti principalmente informazioni di carattere altimetrico;
- rete di drenaggio ("Conduit Links") corrispondenti alla rete di canali e tubazioni;
- bacini di invaso ("Storage Units").

Ogni sottobacino viene considerato come una superficie inclinata divisa in zone permeabili e impermeabili. Il modello permette inoltre anche l'analisi idraulica del moto in alveo mediante la risoluzione delle equazioni di De Saint-Venant nella loro forma completa. La soluzione viene cercata mediante l'utilizzo di uno schema esplicito alle differenze finite denominato metodo di Eulero modificato.

Preliminarmente all'implementazione del modello idrologico appare quindi necessaria la suddivisione del territorio in sottobacini idrografici; a tale scopo, con particolare riferimento all'ambito oggetto di studio ed alle condizioni al contorno che con il modello idrologico si intende ricostruire, l'operazione di discretizzazione è consistita nella fasi sotto indicate:

1. ricostruzione, in termini di superfici e classificazione d'uso del suolo, del bacino idrografico del fiume Sile a monte di Casier, al fine di generare l'idrogramma di piena per TR 100 anni che, sulla base delle informazioni disponibili in letteratura⁴, raggiunge una portata al colmo di 140 mc/s;

⁴ Rif. Allegato B alla DGR 124 del 15 novembre 2006, "Relazione e normativa di attuazione" del PAI del Sile e della pianura tra Piave e Livenza, pag. 28/120

2. ricostruzione dei sottobacini afferenti al fiume Sile a valle di Casier, fino alla sezione di chiusura posta in prossimità dell'abitato di Caposile, ovvero in prossimità del dominio del modello idraulico (definito nel successivo capitolo 5);
3. suddivisione del bacino idrologico Cavazuccherina in sottobacini afferenti ai canali Zuliani, Principale Primo, Caposile e Rosa, oltre che alla determinazione dell'area sottesa dall'idrovora Jesolo.

Per quanto indicato al punto (1), mediante l'utilizzo delle informazioni messe a disposizione dalla Regione Veneto è stato possibile definire:

- il limite dei bacini idrografici e sottobacini fino a un dettaglio di 10 kmq (aggiornato al 2015);
- la classificazione del territorio sulla base dell'uso del suolo (fonte: Banca Dati della copertura del suolo, aggiornamento 2012).

Quale modello concettuale per la ricostruzione dell'idrogramma di piena è stato utilizzato il metodo **di Nash**, che permette di rappresentare l'onda di piena mediante due soli parametri. Assume come idrogramma unitario istantaneo (ossia l'idrogramma generato in risposta ad un'immissione impulsiva di volume unitario) quello prodotto da un sistema di n serbatoi lineari posti in serie, ciascuno caratterizzato da identica relazione di proporzionalità tra volume invasato e portata scaricata, del tipo:

$$V = k Q$$

dove V è il volume invasato nel serbatoio, Q è la portata caricata dal serbatoio e k la costante che ha le dimensioni di un tempo.

L'espressione del valore della portata nel tempo proposta da Nash è la seguente:

$$Q(t) = \frac{S}{k \Gamma(n)} \int_0^t e^{-\frac{t}{k}} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} j(t-\tau) d\tau$$

dove:

- S è la superficie del bacino
- j è la pioggia efficace
- n e k sono i parametri del modello
- $\Gamma(n)$ è la funzione statistica gamma2.

In sintesi, per la definizione dell'idrogramma di piena per tempo di ritorno pari a 100 anni relativo al bacino idrografico del fiume Sile con sezione di chiusura a Casier, sono stati utilizzati, per l'applicazione dei diversi metodi sopra descritti, i parametri elencati in Tabella 4.3.

Tabella 4.3. Sintesi dei coefficienti adottati per la determinazione dell'evento di piena critico

Definizione idrogramma di piena	
estensione bacino idrografico afferente	41672 ha
durata di pioggia (definita come da PAI del Sile e della Pianura tra Piave e Livenza)	48 ore
tempo di ritorno	100 anni
coefficiente CN medio definito da uso del suolo	80.44

parametro n per il metodo di Nash	3
parametro k per il metodo di Nash	$k=t_p/(n-1)$ $t_p=0.5t_c$

Il risultato dell'applicazione di quanto sopra ha portato quindi alla definizione di un idrogramma di piena con picco stimato pari a circa 178 mc/s, come evidenziato in Figura 4.9, cautelativamente sovrastimato rispetto ai dati dichiarati in letteratura.

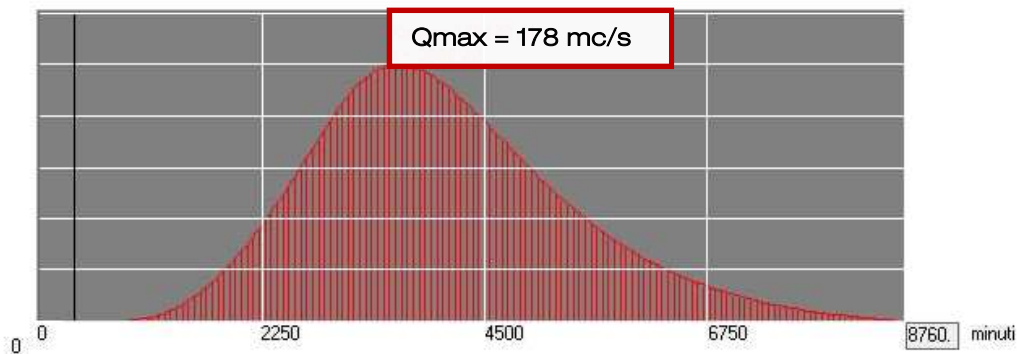


Figura 4.9. Resa grafica dell'idrogramma di piena relativo all'evento critico considerato per lo studio in oggetto.

Con riferimento, invece, ai punti (2) e (3), i sottobacini o subcatchments da inserire nel modello idrologico sono stati definiti:

- per le aree afferenti al fiume Sile, sulla base dei limiti dei bacini idrografici e sottobacini fino a un dettaglio di 10 kmq forniti dalla Regione Veneto;
- per il bacino Cavazuccherina, sulla base delle perimetrazioni riportate nella cartografia di piano del Piano delle Acque del comune di San Donà di Piave, ed in particolare nell'elaborato 09B, "Sottobacini di dettaglio, rete fognaria e rete minore".

Inoltre, per semplicità di trattazione ed, in particolare, in considerazione dell'entità della piena di riferimento che si intende simulare mediante modellazione idraulica (TR 100 anni), nel modello idrologico è stata tralasciata la ricostruzione dei sottobacini a scolo meccanico afferenti all'idrovora di Portesine, il cui contributo viene immesso invece come portata costante di 14 mc/s, pari al massimo contributo sollevato dall'impianto a regime.

Per ciascuna delle tipologie d'uso del suolo identificate, sono stati assegnati un coefficiente di impermeabilizzazione in termini percentuali ed il coefficiente CN (Curve Number) associato al metodo di separazione degli afflussi.

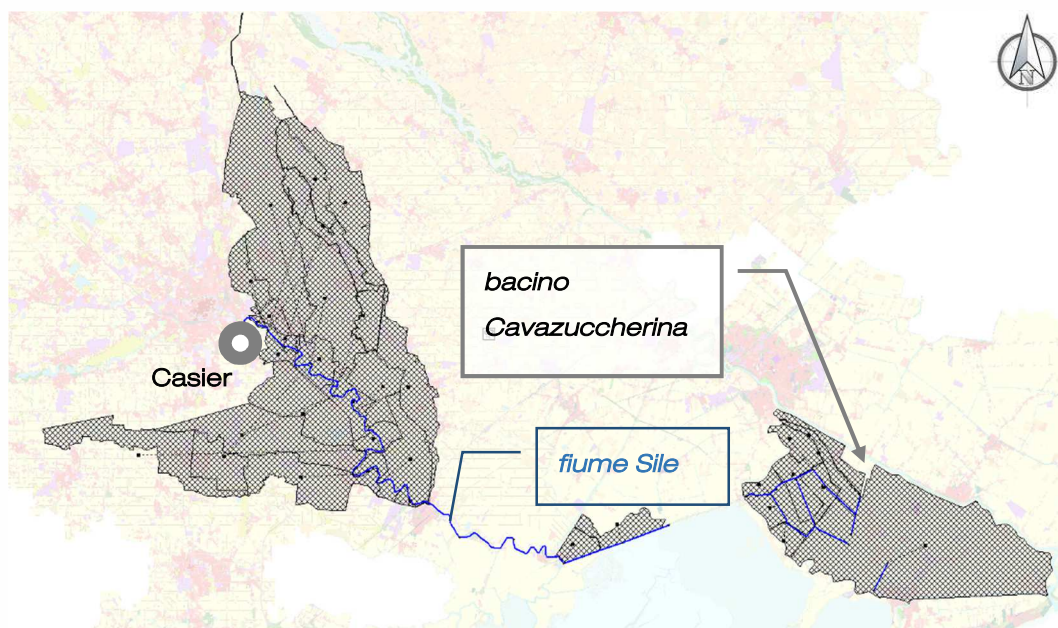


Figura 4.10 - Ricostruzione dei sottobacini idrografici inseriti nel modello idrologico, su base classificazione uso del suolo della Regione Veneto.

Per completare il modello idrologico, ad ogni sottobacino sono stati assegnati inoltre i seguenti parametri:

- pendenza media del pendio: ricavata dall'analisi delle sezioni trasversali ottenute tramite elaborazione GIS del DTM disponibile in formato raster dal geoportale della Regione Veneto;
- coefficiente di Manning per superfici impermeabili: fissato in $0.02 \text{ s/m}^{1/3}$ secondo letteratura per superfici lisce in calcestruzzo;
- coefficiente di Manning per superfici permeabili: fissato in $0.05 \text{ s/m}^{1/3}$ secondo letteratura per superfici a prato;
- volume specifico di invaso per superfici impermeabili: 5 mm di altezza media delle depressioni;
- volume specifico di invaso per superfici permeabili: 50 mm di altezza media delle depressioni per aree agricole.

Definite le caratteristiche geometriche e di infiltrazione, occorre stimare il tempo di corrivazione da utilizzare per la generazione degli idrogrammi di ruscellamento.

Il tempo di corrivazione valutato in una determinata sezione del corso d'acqua è il tempo che occorre alla generica goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura del bacino in esame. Esso varia in funzione delle caratteristiche topografiche, pedologiche e geologiche del bacino e degli usi del suolo attuati sullo stesso.

Il tempo di corrivazione può essere scomposto nel tempo di accesso in rete e nel tempo di transito lungo l'asta; nello specifico, il tempo di accesso in rete coincide con il periodo durante il quale l'acqua ruscella sul pendio prima di essere captata dai rami di estremità dei torrenti.

In considerazione dell'estensione non trascurabile dei sottobacini tracciati, per il caso in esame il tempo di accesso in rete può essere considerato trascurabile e pertanto il tempo di corrivazione può essere confuso con il solo tempo di transito, ovvero il periodo che impiega un particella di acqua a percorrere l'asta dal punto più lontano.

Nel caso di bacini idrografici con estensione > 50 kmq, per la stima del tempo di transito è possibile utilizzare la formula di Giandotti:

$$t = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}}$$

A = area del bacino [km²];

L = lunghezza del corso d'acqua principale [km];

H_m = quota media del bacino;

H₀ = quota della sezione di chiusura.

Al fine della determinazione del tempo di corrivazione, è stato preso quale riferimento il subcatchment più esteso definito nel modello idrologico, ovvero il bacino sotteso dall'idrovora Jesolo, scelta che porta nel contempo a sovrastimare leggermente i contributi di runoff generati dai sottobacini minori.

La formula, così applicata, porta a stimare in circa **30 ore** il tempo di corrivazione complessivo, durata da applicare alle curve di possibilità pluviometriche identificate nel precedente paragrafo 4.1.

Ponendo quindi quale condizione al contorno in ingresso l'idrogramma di piena del Sile a Casier, l'applicazione del modello idrologico ha consentito la definizione ed estrazione dei seguenti valori:

- portate del Sile a monte dell'abitato di Caposile (risultato della combinazione dell'idrogramma in ingresso e dei contributi afferenti dai sottobacini modellati);
- ruscellamenti superficiali dei subcatchments compresi nell'area di Cavazuccherina ed immettenti nella rete di canali consortili.

I risultati sopra elencati, ottenuti dal modello 1D, sono stati sfruttati per la generazione delle condizioni al contorno in ingresso al dominio di calcolo della modellazione idraulica.

Per dettagli in merito all'ubicazione ed all'entità delle condizioni sopra elencate, si faccia riferimento a quanto esposto nel successivo paragrafo 5.1.2.

5 DEFINIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO

Il modello idraulico che gestisce la simulazione degli eventi di piena è stato sviluppato mediante l'utilizzo della piattaforma software MIKE FLOOD, sviluppata dal Danish Hydraulics Institute (DHI) e composta da due moduli: MIKE HYDRO, per l'analisi monodimensionale, e MIKE21, per la modellazione bidimensionale, i quali possono essere debitamente accoppiati tra loro in funzione della tipologia di fenomeno da analizzare.

Il modello accoppiato è basato su uno schema numerico alle differenze finite che risolve le equazioni differenziali che governano il moto a superficie libera di onde lunghe su bassi fondali in condizioni di moto vario, in cui la corrente è caratterizzata da dissipazioni di energia dovute all'attrito sul fondo. Le equazioni sono formulate in modo tale da poter essere applicate anche ad aree parzialmente asciutte, che possono essere allagate o prosciugate durante l'evoluzione del fenomeno simulato.

Viste le dimensioni caratteristiche degli scoli oggetto di studio, l'alveo dei corsi d'acqua e gli elementi che influiscono localmente sulle condizioni del moto al suo interno (principalmente ponti e tratti tombinati) sono stati implementati unicamente nel modello monodimensionale.

La simulazione delle conseguenze di eventuali fenomeni di esondazione delle acque verso il territorio circostante, nei casi in cui i colmi di piena non siano contenibili entro le difese o le sponde naturali esistenti, viene quindi attuata accoppiando il modello bidimensionale per simulare la propagazione della portata sfiorata nelle aree di esondazione laddove si verifica il superamento degli argini. L'accoppiamento dei due modelli avviene attraverso particolari strutture, che fungono da soglie sfioranti e trasferiscono il flusso che supera la sommità dei cigli alle celle della mesh del modello bidimensionale.

5.1 Descrizione del modello monodimensionale

Il modello propagatorio monodimensionale della rete superficiale è stato implementato mediante l'utilizzo del software MIKE HYDRO del Danish Hydraulic Institute (DHI), il quale utilizza uno schema implicito alle differenze finite per il calcolo dei flussi a moto vario nei corsi d'acqua superficiali. Il modulo può descrivere correnti subcritiche e supercritiche attraverso un sistema numerico che si adatta in funzione alle condizioni di flusso locali (nel tempo e nello spazio).

Il modulo consente il calcolo idraulico monodimensionale di canali naturali ed artificiali, sia in condizioni di moto permanente che di moto vario, tenendo conto dell'influenza sul moto di manufatti di vario tipo (ponti, tombini, briglie, sfioratori, paratoie, ecc...) eventualmente presenti nel sistema. Sia canali singoli che reti di canali naturali od artificiali, chiuse od aperte, possono essere modellati. Profili di corrente lenta, veloce e di tipo "misto" possono essere integrati dal modello. Sono inoltre inclusi moduli computazionali avanzati per la descrizione del flusso su opere idrauliche regolabili.

Il modello idrodinamico simula il flusso descrivibile attraverso i diversi approcci dell'"onda cinematica", dell'"onda diffusiva" e dell'"onda dinamica", considerando i seguenti fenomeni: portate laterali, flusso libero o rigurgitato, differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi, resistenze localizzate e perdite di carico concentrate, aree d'espansione, nodi idraulici (biforcazioni e convergenze).

Il modulo risolve le equazioni della quantità di moto e di continuità (De Saint Venant) sulla base delle seguenti ipotesi:

- fluido incomprimibile ed omogeneo, con variazione trascurabile di densità
- pendenza del fondo ridotta
- onde lunghe in acque basse (questo assicura che il flusso ovunque può essere considerato come con direzione parallela al fondo, cioè vengono trascurate le accelerazioni verticali e si assume una variazione idrostatica della pressione sulla verticale)
- il flusso subcritico (corrente lenta)

Le equazioni risolte dal modello sono quelle di De Saint Venant:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_f = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA\left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f\right) = 0$$

dove:

A è l'area liquida [m²]

S è il volume liquido [m³]

t è il tempo [s]

Q è la portata [m³/s]

x è la distanza progressiva lungo il canale [m]

q_l è la portata lateralmente affluente per unità di lunghezza [m^2/s]

V è la velocità [m/s]

g è l'accelerazione di gravità [m^2/s]

z è l'elevazione del fondo del canale rispetto ad un prefissato riferimento [m]

S_f è la pendenza della linea dell'energia [-].

L'effetto di eventuali strutture (ponti, ecc...) sul profilo di moto è descritto introducendo in corrispondenza di esse una perdita di carico localizzata dipendente dalle caratteristiche geometriche del manufatto e dalle grandezze del moto (tirante e velocità) in corrispondenza ad esso.

La soluzione delle equazioni di continuità e della quantità di moto è utilizzata su una griglia computazionale che alterna punti Q (di portata) e punti h (di livello), illustrata nella figura seguente.

La griglia computazionale è generata automaticamente sulla base della geometria implementata. I punti Q punti sono posizionati a metà dei tratti tra due punti h e sulle strutture. I punti si trovano sulle sezioni. Il flusso, per convenzione, è definito positivo lungo la direzione x positiva.

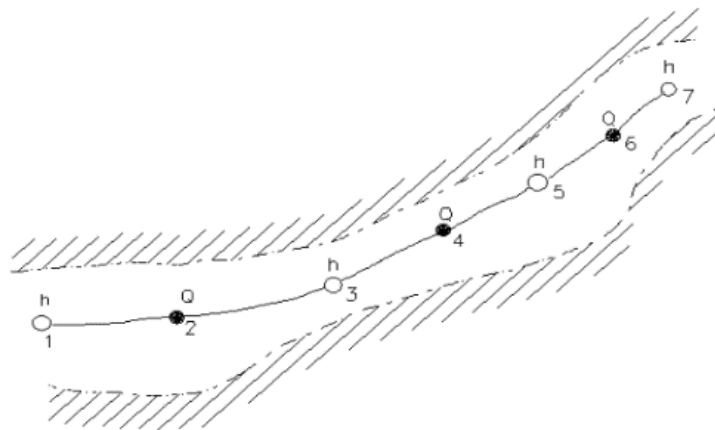


Figura 5.1 - Tratto di canale modellato con ubicazione della griglia computazionale

5.1.1 Geometria della rete modellata e rappresentazione dei manufatti

La geometria dei corsi d'acqua è stata ricostruita sulla base dei dati a disposizione e con l'integrazione di nuovi rilievi topografici.

Nello specifico, sono state utilizzate:

- per il corso del fiume Piave, le sezioni rilevate nell'ambito della modellazione implementata a supporto della redazione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali, fornite dall'Autorità di Distretto con nota prot. n. 554/D.I.3 del 20.02.2018;
- per il fiume Sile, la Piave Vecchia e la rete di canali consortili modellati e ricadenti all'interno del bacino idrografico Cavazuccherina, le sezioni ottenute a seguito di apposita campagna di rilievi condotta nei mesi di gennaio e febbraio 2018, mirata alla studio idraulico in esame (ponendo particolare attenzione all'area interessata dalla realizzazione delle opere di progetto).

È stato quindi implementato un sistema fisico composto da:

- reticolo idrografico georeferenziato (network), rappresentante tratti dei fiumi Piave, Sile, l'intero tracciato della Piave Vecchia che funge da connessione tra i due precedenti corsi d'acqua e la rete consortile costituita dai canali Caposile, Principale Primo, Zuliani, Rosa ed i tratti collettori i contributi alle idrovore Pesarona e Jesolo;
- sezioni trasversali dei corsi d'acqua (cross section) e manufatti (structures), rilevati con topografica classica.

Un parametro fondamentale definito su ciascuna sezione è la posizione del ciglio destro, del ciglio sinistro e del fondo, punti che definiscono l'estensione della sezione che sarà poi utilizzata per le operazioni di calcolo, ed in particolare per la generazione dei "link" che permettono l'accoppiamento del modello 1D MIKE HYDRO al dominio 2D.

Appare necessario specificare che, ai fini della corretta definizione dei tiranti nell'area oggetto di intervento, il modello idraulico è stata sviluppato su una porzione di territorio ben più estesa rispetto all'ambito cui lo studio si concentra; la rete idrografica schematizzata è riportata in Figura 5.2.



Figura 5.2 – Dominio del modello idraulico monodimensionale implementato: lungo le aste dei corsi d'acqua, in rosso sono indicate le sezioni trasversali inserite (cross-section) ed in ciano i manufatti (structures).

La più recente campagna di rilievi condotta ha consentito, in particolare, la ricostruzione delle geometrie dei numerosi manufatti idraulici presenti lungo la rete di canali consortili e la conseguente schematizzazione degli stessi all'interno del modello HYDRO 1D.

L'inserimento di tale strutture risulta fondamentale per determinare il profilo di moto in prossimità delle stesse ed i conseguenti effetti di rigurgito che tali "strozzature" determinano; a tale scopo, per non trascurare le perdite di carico determinate dalla presenza dei manufatti, si è reso necessario l'inserimento di elementi di tipo "Structure", ed in particolare:

- per gli attraversamenti, gli accessi carrai ed i tombinamenti di breve/media lunghezza, sono stati utilizzati elementi "culvert";
- per i manufatti di regolazione o paratoie, sono stati utilizzati elementi "gate".

Schematizzata infine come elemento di tipo "weir", ovvero quale soglia sfiorante, la barriera interposta tra il canale Rosa ed il fiume Sile, generalmente chiusa in fase di piena di quest'ultimo.

Particolare attenzione, infine, è stata posta alla ricostruzione del nodo idraulico Rosa-Principale Primo, con sottopasso e derivazione delle acque alte nel canale per collettamento delle stesse verso il sollevamento.



Figura 5.3 - Manufatto di regolazione su canale Caposile, circa 1100 m a monte dell'immissione in Rosa.



Figura 5.4 - Nodo idraulico Principale Primo (sottopassaggio del Principale Primo ed immissione delle acque alte derivate).



Figura 5.5 - Attraversamento del canale Caposile, ponte su via Armellina immediatamente a valle dell'immissione del canale Bosco.

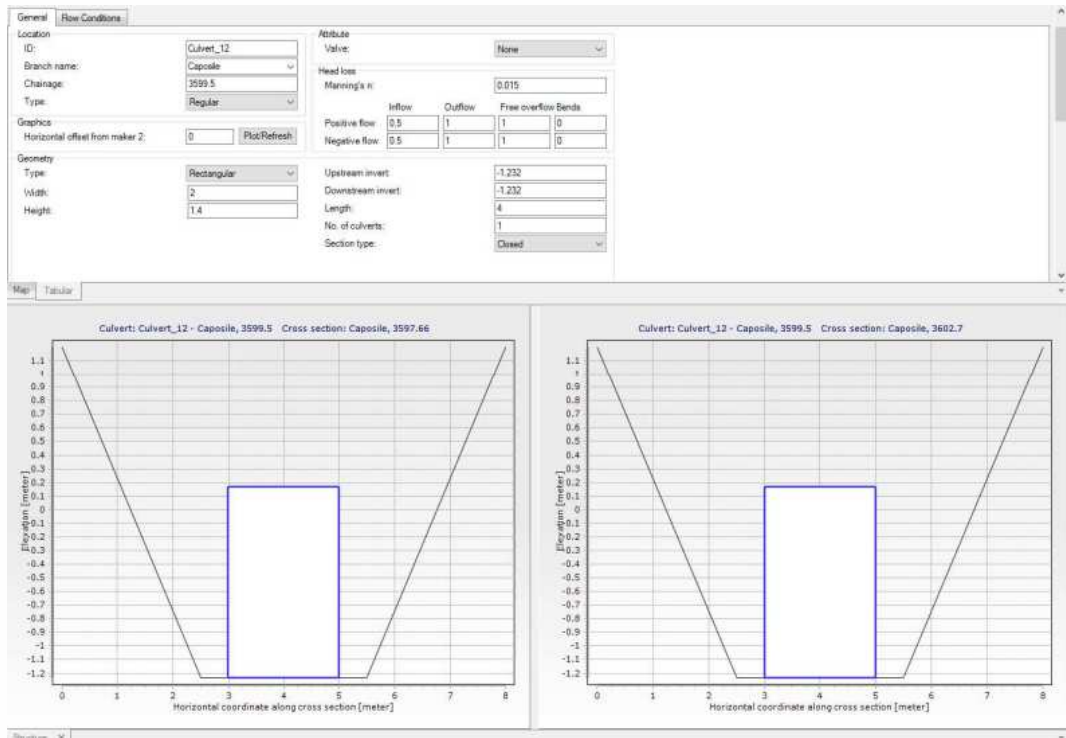


Figura 5.6 - Esempio schematizzazione elemento tipo "culvert": attraversamento del canale Caposile su via Armellina a valle dell'immissione del canale Bosco.

5.1.2 Applicazione delle condizioni al contorno

Sulla base di quanto illustrato precedentemente, al dominio di calcolo definito sono stati applicati, quali condizioni al contorno:

- i risultati estratti dal modello idrologico implementato con software SWMM;
- l'idrogramma di piena del fiume Piave estratto a San Donà di Piave dal modello idraulico sviluppato nell'ambito del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali, corrispondente ad un evento con tempo di ritorno pari a 100 anni (trasmesso dall'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali con nota prot. n. 3652/D.I.3 del 17.11.2017);
- quale condizione di valle, la marea sinusoidale variabile nelle 12 ore da +0.5 a 1.7 m s.l.m., paragonabile a quella dello storico evento del novembre 1966 e coerentemente con le condizioni al contorno assunte nel PGRA.

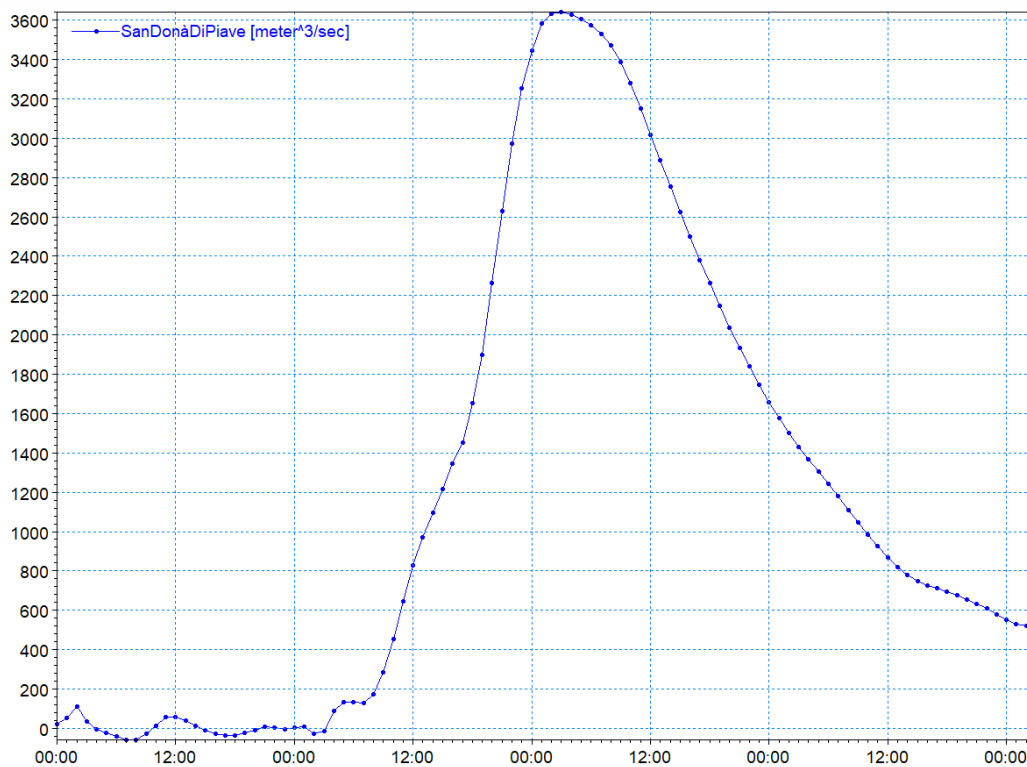


Figura 5.7 - Idrogramma di piena in ingresso al Piave in corrispondenza dell'abitato di San Donà.

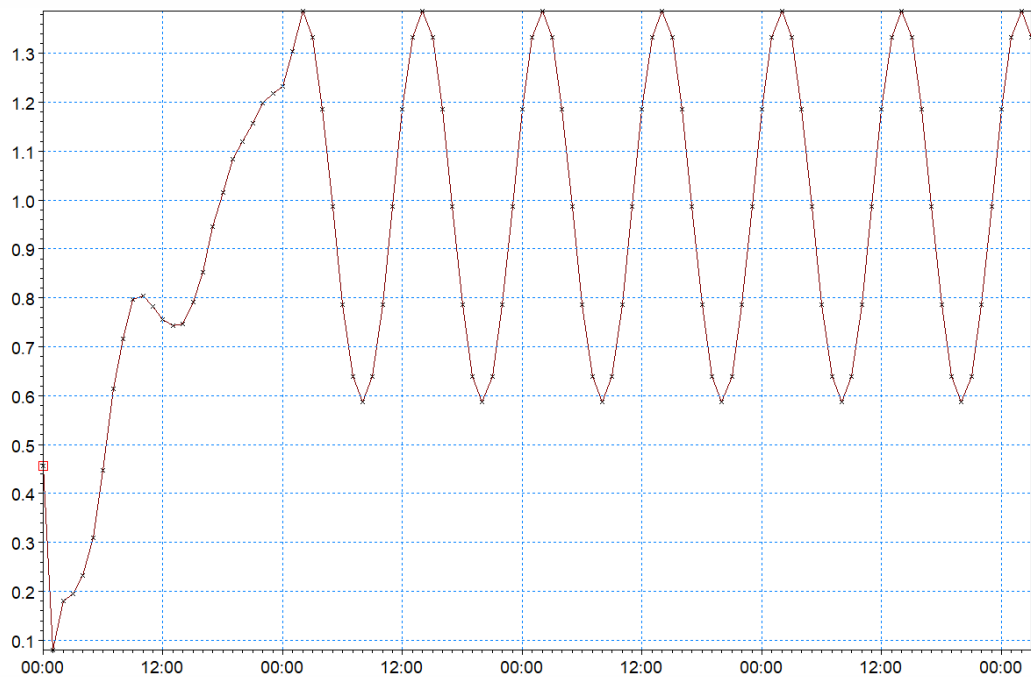


Figura 5.8 - Livelli di marea utilizzati quale condizione al contorno di valle e paragonabili a quelli registrati alla foce del Piave nel corso dell'evento di piena del novembre 1966.

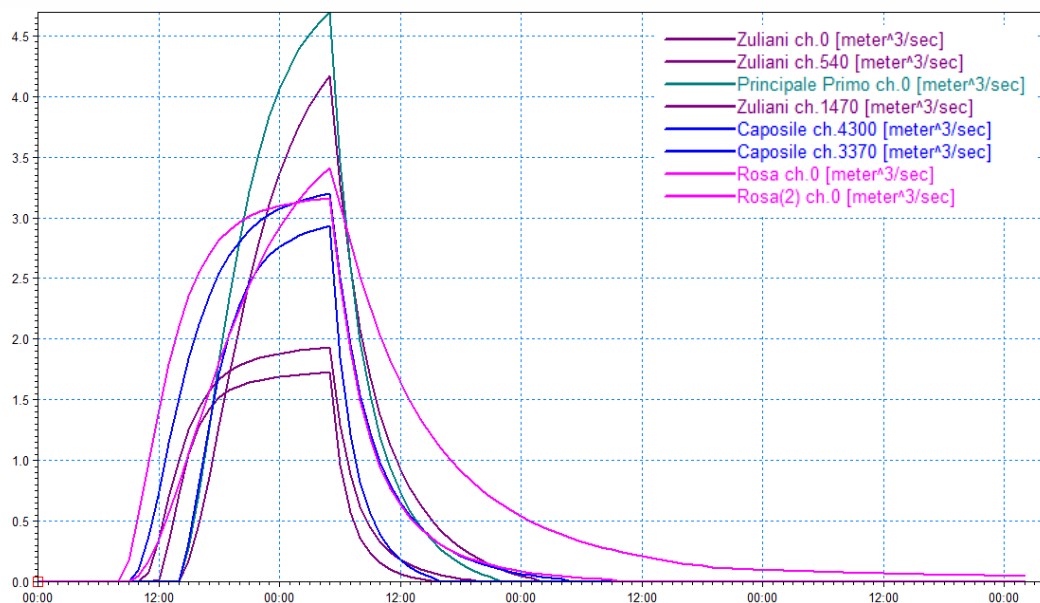


Figura 5.9 - Idrogrammi estratti dal modello idrologico posti quale condizione al contorno di monte per la rete consortile modellata (bacino Cavazuccherina).

Sono inoltre stati considerati, alla stregua di immissioni puntuali e costanti di portata lungo le aste dei collettori interessati, i massimi contributi derivanti dalle idrovore che sversano nei fiumi Sile e Piave Vecchia, riepilogati in Tabella 5.1.

Le idrovore Pesarona e Jesolo sono state invece inserite all'interno del modello MIKE HYDRO quali "structures" di tipo "pump".

Tabella 5.1 - Impianti idrovori nel territorio modellato (immissioni puntuali di portata).

ricettore	idrovora	Qmax [mc/s]
SILE	Idrovora Lanzoni	14.4
SILE	Idrovora Salsi	2
PIAVE VECCHIA	Idrovora Croce	6.7
PIAVE VECCHIA	Idrovora Stanga	1.8
PIAVE VECCHIA	Idrovora Chiesanuova	0.6

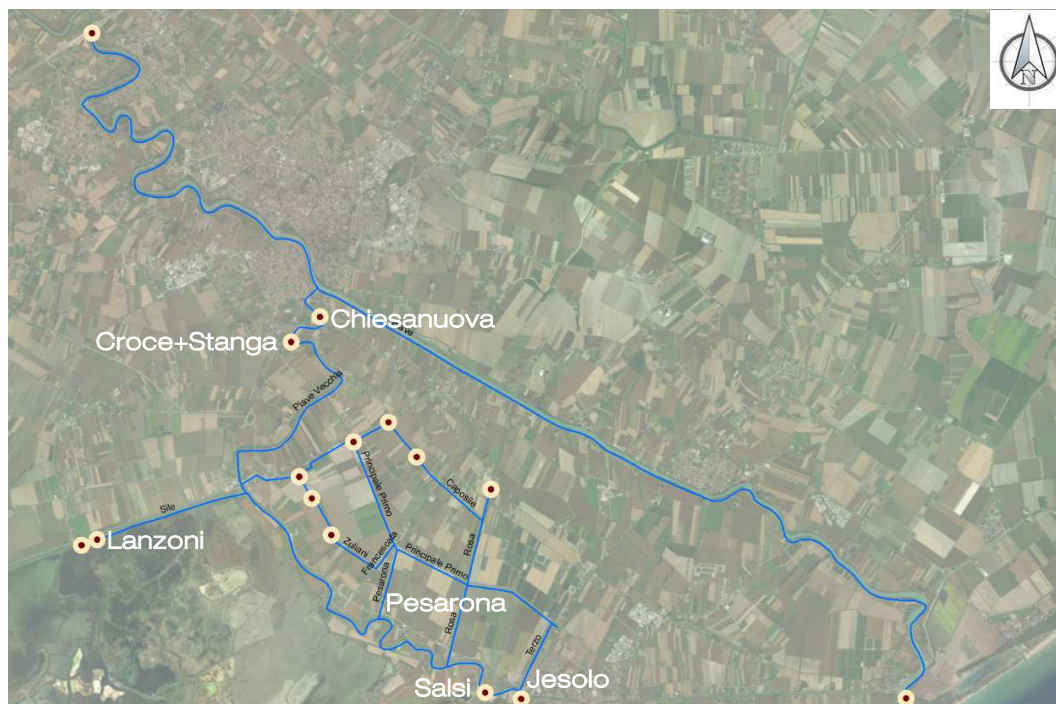


Figura 5.10 - Ubicazione delle condizioni al contorno applicate e degli impianti idrovori inseriti nella modellazione, su immagine satellitare (elaborazione dati con ArcMap).

Quali ulteriori parametri caratteristici per la definizione del modello, sono state ipotizzate condizioni iniziali di portata nulla e si è considerata cautelativamente per l'alveo, in mancanza di dati a sufficienza per effettuare una taratura del modello, una scabrezza di letteratura pari a $K_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

5.2 Descrizione del modello bidimensionale

Il modello è basato su uno schema numerico alle differenze finite che risolve le equazioni differenziali che governano il moto a superficie libera di onde lunghe su bassi fondali in condizioni di moto vario, in cui la corrente è caratterizzata da dissipazioni di energia dovute all'attrito sul fondo. Le equazioni sono formulate in modo tale da poter essere applicate anche ad aree parzialmente asciutte, che possono essere allagate o prosciugate durante l'evoluzione del fenomeno simulato.

In particolare, la descrizione delle variazioni in termini di portata e livello è regolata dal principio di conservazione della massa e della quantità di moto integrato lungo la verticale.

Il modulo MIKE21 HD (HydroDinamic) è disponibile in 4 versioni, che si differenziano in base alla schematizzazione geometrica adottata:

- griglia classica o "regular grid" (griglia rettangolare, uniforme in tutto il dominio di calcolo);
- griglia multipla o "nested grid" (griglia classica con possibilità di innestare nel dominio griglie a risoluzione crescente nelle aree ove sia richiesto un maggiore dettaglio);
- volumi finiti o "flexible mesh" (elementi triangolari, utile per adottare una risoluzione spaziale variabile);
- maglia curvilinea (per applicazioni di morfologia fluviale).

Per l'applicazione in esame è stata adottata una schematizzazione del primo tipo, a griglia classica o "REGULAR GRID". Il modello, pertanto, risolve le equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto usando uno schema implicito alle differenze finite che determina i valori di livello e portata su una maglia a griglia rettangolare che copre l'intera area di interesse.

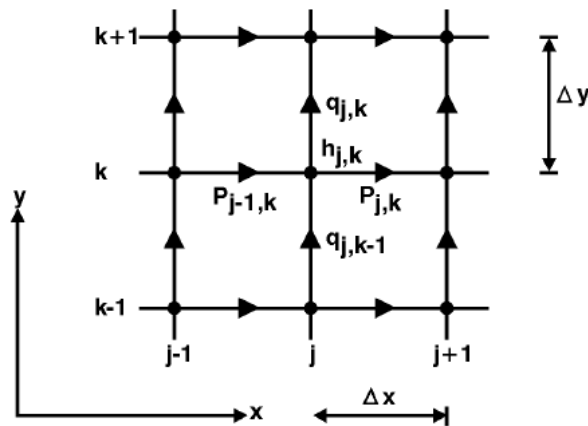


Figura 5.11. Griglia per l'applicazione del metodo alle differenze finite nello spazio x,y .

Vengono quindi di seguito riportate le equazioni di riferimento per la determinazione di livelli e portate, da integrare alle differenze finite come sopra accennato.

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = \frac{\partial d}{\partial t} \quad (\text{mass equation})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2 h^2} - \\ \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (hT_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (hT_{xy}) \right] - \Omega q - fV V_x + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} (p_a) = 0 \end{aligned} \quad (\text{x-momentum})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2+q^2}}{C^2 h^2} - \\ \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (hT_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (hT_{xy}) \right] - \Omega p - fV V_y + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} (p_a) = 0 \end{aligned} \quad (\text{y-momentum})$$

dove:

- $\zeta(x,y,t)$ è l'elevazione della superficie (m)
- $d(x,y,t)$ è il livello (m)
- $h(x,y,t)$ è il tirante ($h=\zeta-d$, m)
- $p,q(x,y,t)$ sono le portate specifiche nelle direzioni x ed y ($m^3/s,m$)
- $C(x,y)$ è il coefficiente di Chezy ($m^{1/2}/s$)
- g è l'accelerazione gravitazionale (m/s^2)
- $f(V)$ è il fattore dovuto alla resistenza del vento
- $V, V_x, V_y(x,y,t)$ sono la velocità e le sue componenti lungo le direzioni x ed y (m/s)
- $\Omega(x,y)$ è il coefficiente di Coriolis, variabile in funzione della latitudine (s^{-1})
- p_a è la pressione atmosferica (kg/m^2)
- ρ_w è la densità dell'acqua (kg/m^3)
- x,y sono le coordinate spaziali (m)
- t è il tempo (s)
- T_{xx}, T_{yy}, T_{xy} sono le componenti dell'attrito.

5.2.1 Generazione della batimetria

Per lo studio idraulico in esame, la geometria del modello 2D, o batimetria, rappresenta unicamente le aree di espansione sulle quali i contributi esondati dalla rete 1D si propagheranno (obiettivo: perimetrazione delle aree allagate e definizione dei corrispondenti tiranti).

Il modello del terreno non riproduce, pertanto, l'andamento dell'alveo dei corsi d'acqua modellati; per la definizione della batimetria sono stati utilizzati:

- il modello digitale del terreno (DTM) con celle di 5 metri di lato messo a disposizione dalla Regione Veneto
- il rilievo LIDAR realizzato lungo l'asta del fiume Piave (il quale interessa una fascia di estensione variabile tra 2 e 1 km, posta a cavallo del corso d'acqua), trasmesso dall'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali con nota prot. n. 554/D.I.3 del 20.02.2018.

La batimetria è stata quindi schematizzata come un dominio chiuso di forma rettangolare ed estensione di circa 270 kmq (15x18 km), confinato in modo tale che l'area oggetto di analisi sia sufficientemente distante dai bordi allo scopo di evitare che l'effetto di tale chiusura non interferisca con quanto accade in ambito e quindi con l'attendibilità dei risultati.

DTM e rilievo LIDAR sono stati opportunamente combinati (dando priorità ai dati LIDAR laddove disponibili) in maniera tale da formare una batimetria con griglia regolare a maglia quadrata e risoluzione pari a 5x5 m ("Data File Series 2", file .dfs2).

Lungo le aste dei principali corsi d'acqua modellati in MIKE HYDRO (fiumi Piave, Sile e Piave Vecchia), al fine di evitare che all'interno delle celle corrispondenti venga implementato alcun calcolo (riducendo così l'onere computazionale ed incrementando stabilità ed accuratezza), è stato imposto un "land value" di 20 m s.l.m. Allo stesso modo, tale valore è stato attribuito anche alla porzione di dominio posta in sinistra idraulica al fiume Piave (sufficientemente distante dall'alveo dello stesso), non interessata dagli interventi di progetto e pertanto non oggetto di analisi per quanto concerne lo studio in esame.

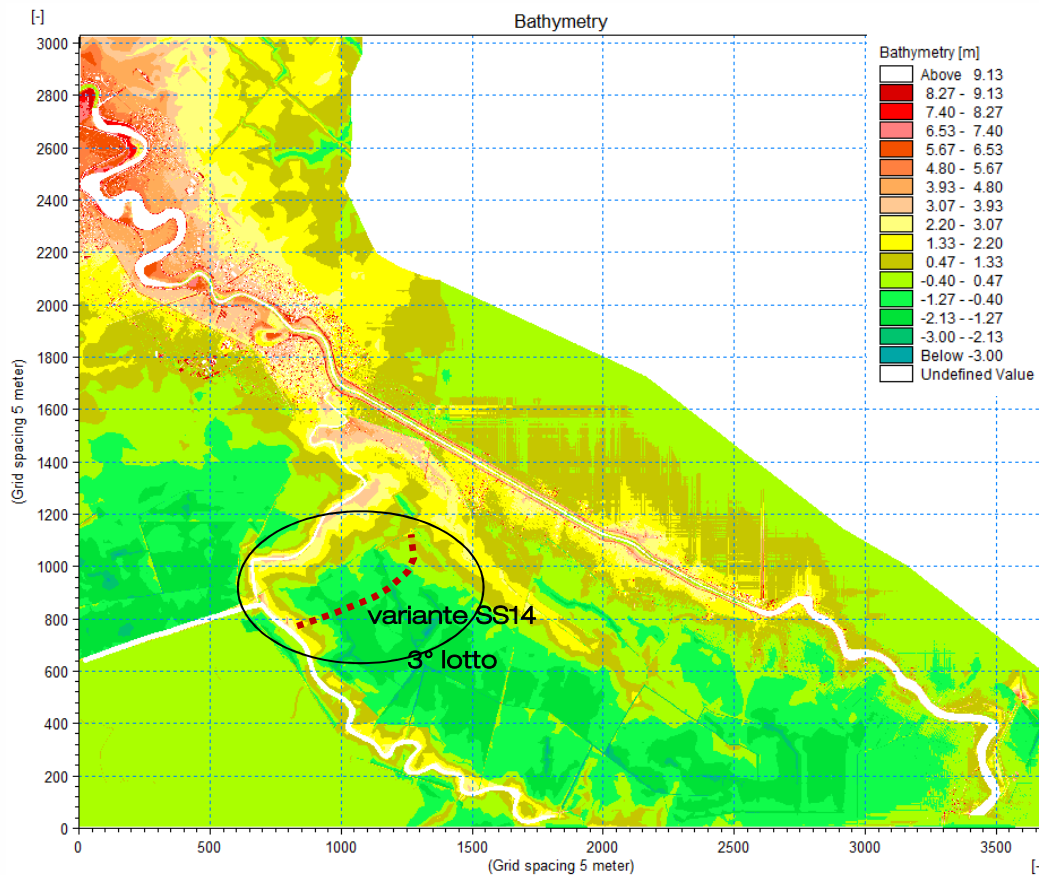


Figura 5.12 - Batimetria del modello idraulico 2D sviluppato, con indicazione del tracciato della variante di progetto (quote del terreno in m s.l.m.)

Per la corretta rappresentazione dell'ambito oggetto di studio, in parallelo alla costruzione della batimetria è necessaria la definizione dei principali parametri caratteristici richiesti dalle equazioni che governano il modello, ed in particolare:

- **Transitorio asciutto-bagnato**

Consente di definire l'altezza d'acqua per la quale una cella si assume asciutta o "di non-flusso" e, conseguentemente, l'altezza d'acqua per la quale una cella si considera bagnata o attiva; pari a 0.02-0.05 m.

- **Eddy viscosity**

Stabilisce la viscosità turbolenta del fluido; pari a $0.5 \text{ m}^2/\text{s}$.

▪ Scabrezza del suolo

L'assegnazione dei coefficienti K_s , per il modello in esame, viene effettuata mediante la generazione di griglia regolare a maglia quadrata, analogamente a quanto visto per la batimetria, all'interno della quale sono stati definiti i valori del coefficiente di scabrezza per il dominio modellato.

Premettendo che i valori di scabrezza per una modellazione bidimensionale tengono conto solo dell'attrito del fondo o "bed friction" e non includono gli effetti legati alla presenza di ostacoli o pareti ed in mancanza di dati relativi ad eventi osservati che consentissero la definizione di una fase di taratura del modello, i coefficienti di Strickler K_s sono stati principalmente assegnati sulla base dell'esperienza ed associati a ciascuna delle classi d'uso del suolo individuate all'interno del dominio (fonte: Banca Dati della copertura del suolo della Regione Veneto, aggiornamento 2012).

Tale assegnazione ha permesso di generare, come per la batimetria, un file raster in formato ascii importabile nel modello per la generazione della griglia dfs2.

I range dei valori utilizzati sono riassunti in Tabella 5.2.

Tabella 5.2. Range di valori di K_s indagati, definiti sulla base della destinazione d'uso dei suoli.

Tipologia uso suolo	K_s [$m^{1/3}/s$]
Spagge, dune, sabbie; vegetazione delle dune litoranee	2.00
Boschi di latifoglie, saliceti e altre formazioni riparie	5.00
Frutteti	5.00
Pascoli diversi	5.00
Terreni arabili, superfici a copertura erbacea	10.00
Vigneti	10.00
Aree verdi, parchi urbani	10.00
Strutture residenziali isolate, tessuto urbano discontinuo rado	15.00
Aree in trasformazione	15.00
Tessuto urbano discontinuo medio	20.00
Tessuto urbano discontinuo denso, aree destinate ad attività industriali	25.00
Centro città con uso misto, tessuto urbano molto denso	30.00

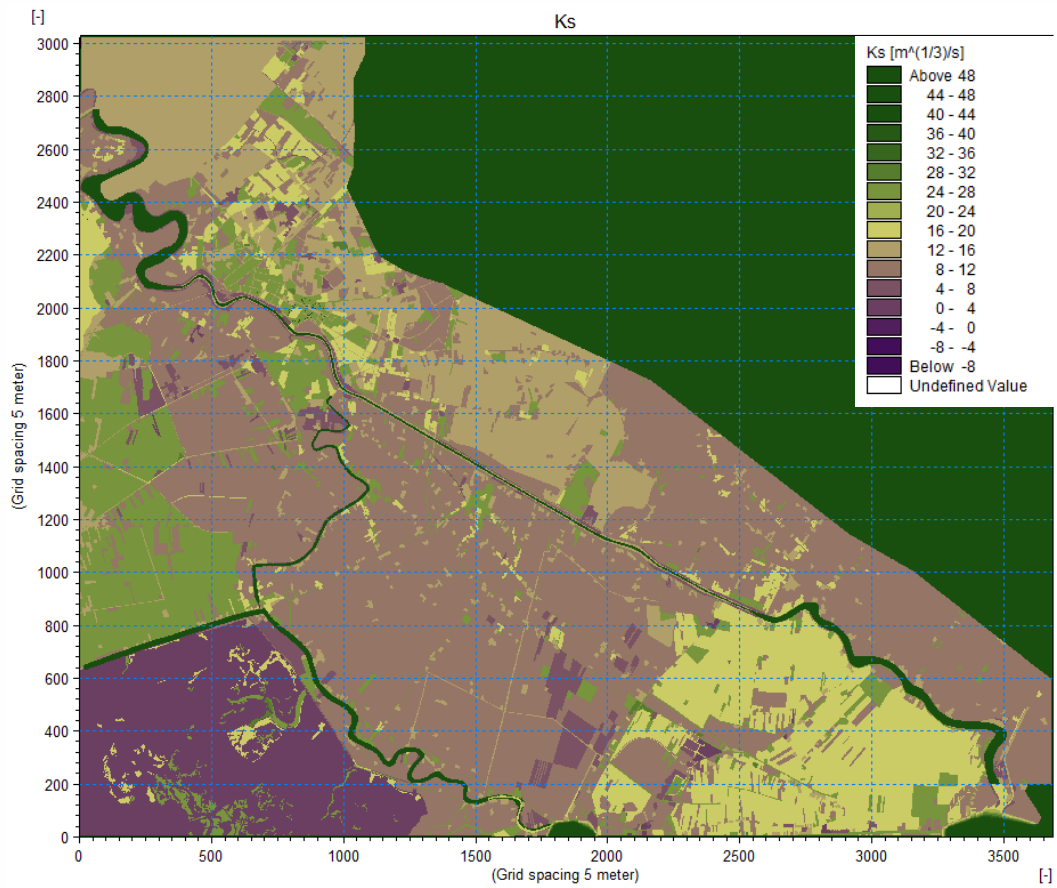


Figura 5.13 - Rappresentazione grafica dei coefficienti Ks utilizzati all'interno del dominio oggetto di studio.

5.3 Modellazione delle rotte arginali

5.3.1 Erosione del rilevato e Dam Break: richiami teorici

L'approfondimento in esame prevede, sulla base delle condizioni concordate con l'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali, la determinazione delle altezze idriche nell'area interessata dalle opere di progetto nell'ipotesi, oltre che del verificarsi di evento di piena con Tempo di Ritorno di 100 anni, anche di formazione di brecce interessanti l'argine del fiume Piave, similmente alle analisi condotte in sede di redazione del PGRA e con diretto riferimento a quanto avvenuto nel corso dell'evento di piena del novembre 1966.

Ciò premesso, risulta necessario definire le modalità con cui si intende modellare il fenomeno di rottura di un rilevato in materiali sciolti da parte della corrente fluida.

Usualmente, il crollo del rilevato scaturisce dalla formazione di una breccia in corrispondenza della sommità dell'ammasso (MacDonald e Langridge- Monopolis, 1984). A questa fase fa seguito uno stadio di erosione generalizzata che coinvolge, in sostanza, l'intero rilevato (Benoist, 1983, 1989), cui si associa la propagazione di un'onda di piena verso le regioni a valle dell'opera (Han et al. 1998).

Nonostante i progressi compiuti, allo stato attuale della ricerca non si possiede ancora uno strumento capace di fornire una descrizione completa nel fenomeno nel suo dispiegarsi. Si ricorre comunemente a modelli fenomenologici per la descrizione della formazione della breccia e a modelli idrodinamici per lo studio delle due fasi successive.

Inoltre, lo scopo del presente studio non è tanto l'analisi del fenomeno di formazione della breccia da un punto di vista geotecnico bensì quello di individuare gli effetti a valle dell'onda fluida impulsiva generata dalla rottura per sormonto del rilevato in alveo e del conseguente rilascio pressoché istantaneo del volume trattenuto a monte a causa della frana, oltre che la determinazione dei massimi tiranti e velocità raggiunti.

Sulla base di quanto sopra esposto, si ritiene pertanto sufficiente assumere il medesimo schema adottato nel Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, il quale a sua volta richiama le attività di pianificazione e studio affrontate nel PAI dell'Alto Adriatico⁵.

Con riferimento alle modalità di formazione delle brecce, si riporta quindi quanto segue:

"Nelle casistiche riguardanti il possibile collasso dei corpi arginali in esito alla forzante idraulica, non avendo a disposizione le caratteristiche geotecniche degli argini, salvo eccezioni, non è stato considerato il collasso arginale legato a fenomeni di infiltrazione delle acque (sifonamento). A fronte dell'incertezza sopra richiamata, nonché in esito ai test effettuati, la formazione della breccia è stata già prevista in presenza di un franco arginale di circa 20 cm

(...)

Per la modellazione della formazione della breccia i riferimenti assunti sono stati, in linea generale, quelli del PAI 2004 predisposti dall'Autorità di bacino dell'Alto Adriatico, di cui si riportano alcuni schemi presenti nel piano (Figura 5.14)."

⁵ Rif. Allegato I.1, "Redazione delle mappe di pericolo e rischio" del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico Alpi Orientali, pag. 5 e segg.

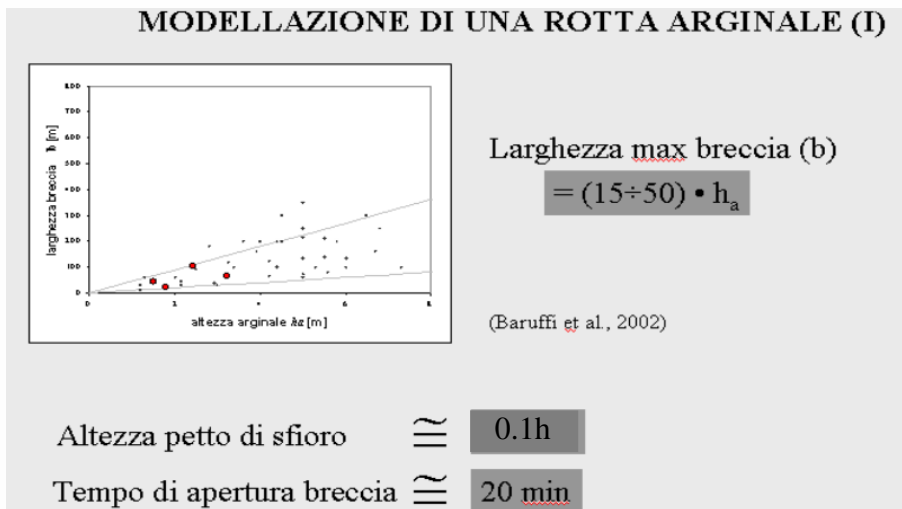


Figura 5.14. Estratto del PAI dell'Autorità di Bacino dell'Alto Adriatico, schema di modellazione rottura arginale.

5.3.2 San Donà di Piave nell'alluvione del 1966 e breccie considerate

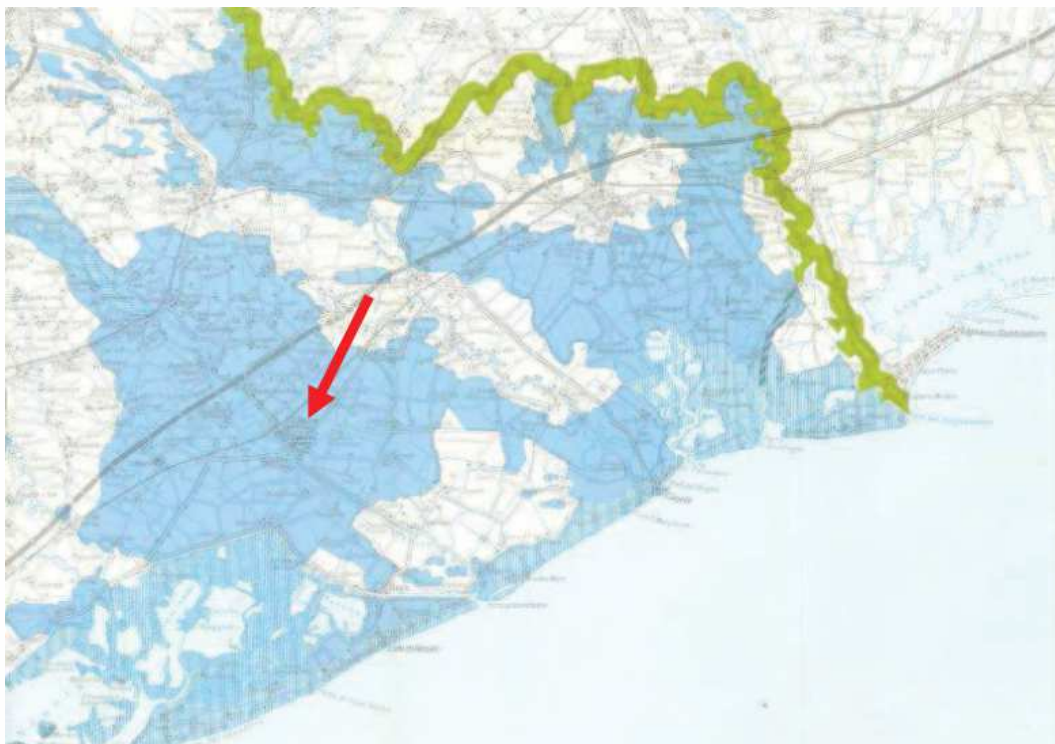


Figura 5.15 - Piano delle Acque di San Donà di Piave: Carta dell'Alluvione del novembre 1966 nel Veneto e nel Trentino Alto Adige, estratto pag. 34 Relazione Illustrativa.

La situazione verificatasi nelle zone alluvionate fu il risultato di alcune cause concomitanti:

- l'onda di piena dei corsi d'acqua che superò quasi ovunque i massimi livelli idrometrici conosciuti;
- l'imbibizione dei suoli, resi meno permeabili dalle precipitazioni cadute con intensità notevole nei giorni precedenti;
- il livello e la durata dell'alta marea verificatasi alle foci dei fiumi che ha ostacolato o impedito per rigurgito il regolare deflusso a mare dell'onda di piena;
- la mareggiata causata dall'azione dei venti meridionali che provocò la demolizione di opere di difesa costiere lungo tutto il litorale.

Con riferimento alla zona del "basso Piave", si richiamano di seguito le principali caratteristiche dell'evento dal punto di vista idraulico.

La piena è divenuta insostenibile il giorno 4 novembre quando, nonostante la sospensione del pompaggio di alcune idrovore, una rotta arginale sul Brian ha causato il blocco di tutte le idrovore immettenti.

Nel frattempo lungo la costa la mareggiata determinava il superamento del cordone dunoso da Porto S. Margherita a Porto Piave Vecchia.

Durante la notte del 5 Novembre, intanto, su vari fronti si sono registrate tracimazioni ed il Piave ha rotto le proprie arginature in destra presso Zenson ed in sinistra presso Negrisia. La prima ha determinato la sommersione immediata del bacino Caposile.

Superfici di una certa estensione furono allagate anche in una parte del comprensorio di Cavazuccherina, oltre l'alveo di Piave Vecchia, dove le acque giunsero fino a lambire l'abitato di Jesolo, interessando in modo circoscritto aree comprese tra il canale Cavetta e l'alveo del Piave.

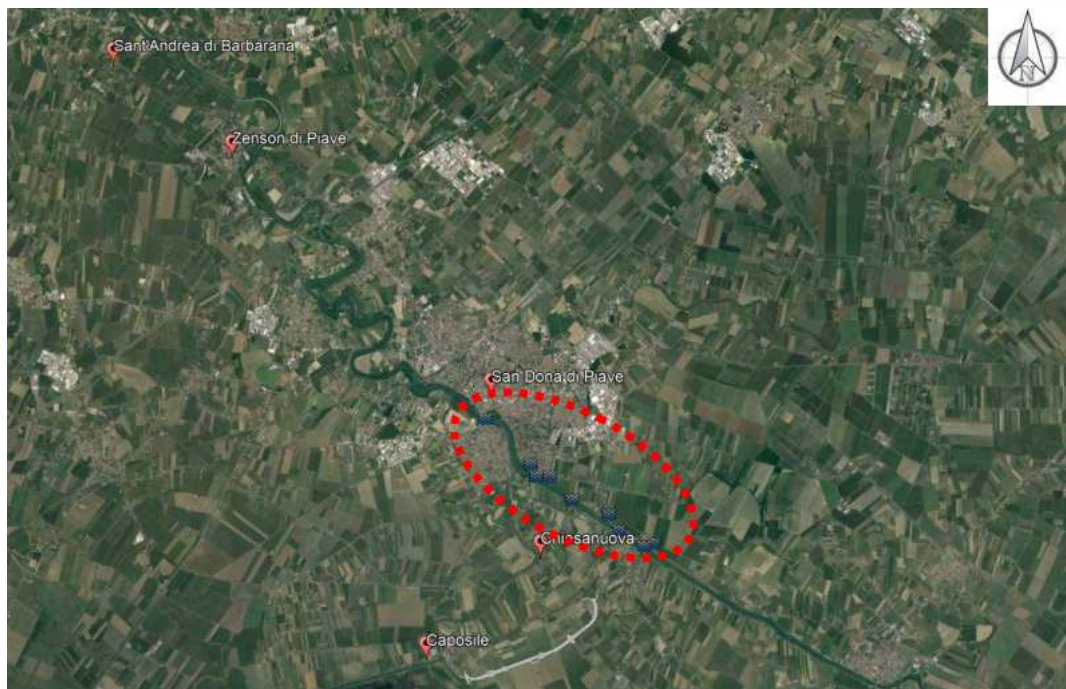


Figura 5.16 - Ubicazione delle brecce simulate nel PGRA Alpi Orientali.



Figura 5.17 - Breccie simulate nel PGRA in destra arginale del fiume Piave nei pressi dell'ambito di intervento.

Ulteriori indicazioni vengono fornite invece, per quanto concerne il Piave a valle di San Donà, dall'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali con nota prot. n. 3652/D.I.3 del 17.11.2017, unitamente alla quale sono stati trasmessi i punti di rottura arginale simulati all'interno del PGRA (Figura 5.16 e Figura 5.17).

Sulla base di quanto sopra riportato e dell'analisi degli strumenti di pianificazione vigenti precedentemente riportata, è stato possibile definire in buona sostanza quali siano le ipotesi di rottura arginale maggiormente significative per il caso in esame.

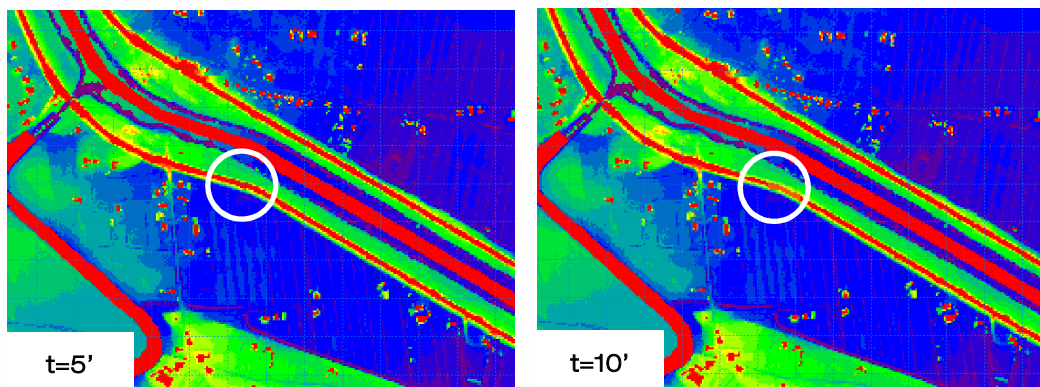
In considerazione dell'espandimento degli allagamenti verificatosi nel corso dell'evento del novembre 1966, sono state escluse le breccie poste a monte dell'intersezione con il ramo Piave Vecchia e le rotture a valle della SP47 via Armellina, in quanto la diffusione da tali aperture non avrebbe interessato l'area oggetto di intervento.

L'ipotesi iniziale, inoltre, è stata validata a seguito dell'ottenimento dei primi risultati significativi in termini di tiranti raggiunti sul dominio bidimensionale, considerando unicamente le sezioni effettivamente interessate dal sormonto arginale e riducendo quindi a n.3 le breccie considerate, riportate in Figura 5.18.



Figura 5.18 - Breccie in destra arginale del fiume Piave simulate nello studio idraulico in esame.

Fissata l'ubicazione, la rottura arginale è stata schematizzata seguendo il modello brevemente illustrato al paragrafo 5.3.1, fissando in 20 minuti la durata complessiva del fenomeno e suddividendo lo stesso in step della durata di 5 min, per ciascuno dei quali è stato definito un progressivo cedimento della sommità arginale e contemporaneo allargamento dell'apertura.



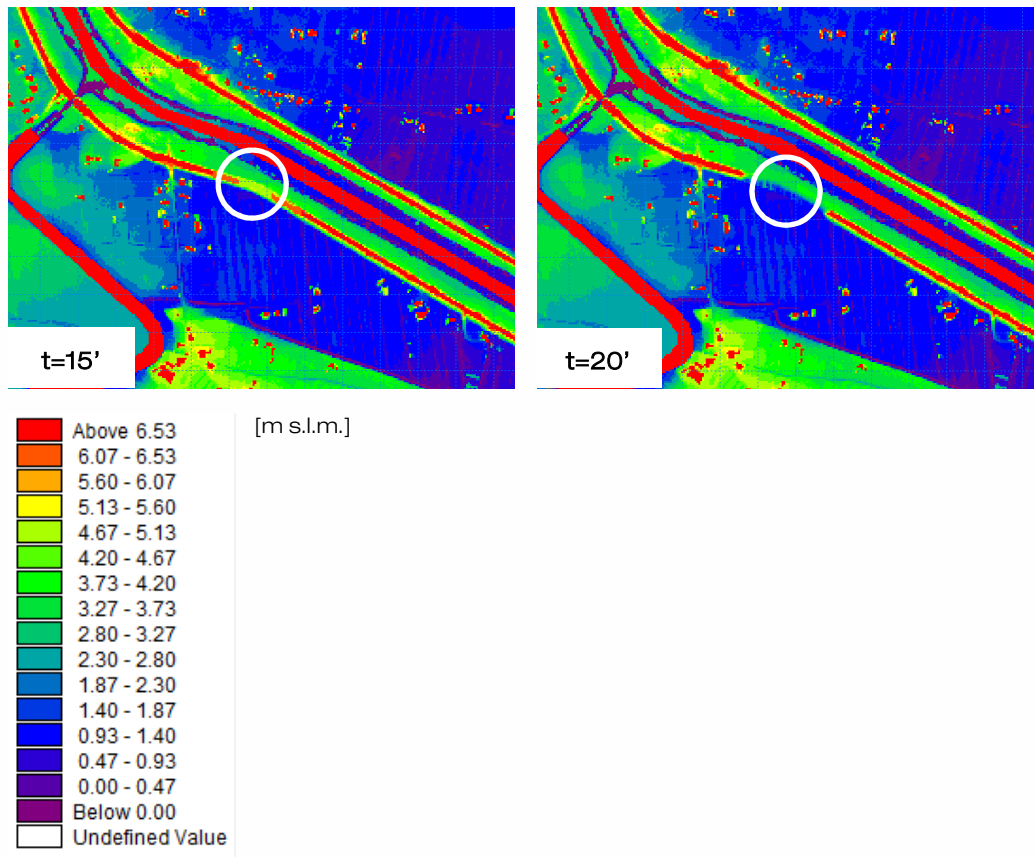


Figura 5.19 - Fenomeno di formazione della breccia n.1 schematizzato in batimetria.

6 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

6.1 SCENARIO A: Stato attuale senza brecce

Il primo scenario cui si intende mostrare i risultati corrisponde al verificarsi delle seguenti condizioni:

- Il verificarsi di un evento di precipitazione con tempo di ritorno di 100 anni e durata tale da massimizzare la portata al colmo all'interno dei corsi d'acqua schematizzati;
- i rilevati arginali del fiume Piave, pur sormontati, resistano strutturalmente al passaggio della piena e non si verificano pertanto cedimenti né formazione di brecce.

Lo scenario in esame è stato inoltre analizzato quale riferimento per la generazione degli altri modelli implementati nell'ambito del presente studio idraulico, sia per quanto riguarda l'individuazione degli istanti in cui si innesca il sormonto arginale (e che vengono fatti coincidere con gli istanti in cui inizia il fenomeno di formazione delle brecce), sia come base all'interno della quale inserire il rilevato stradale di progetto.

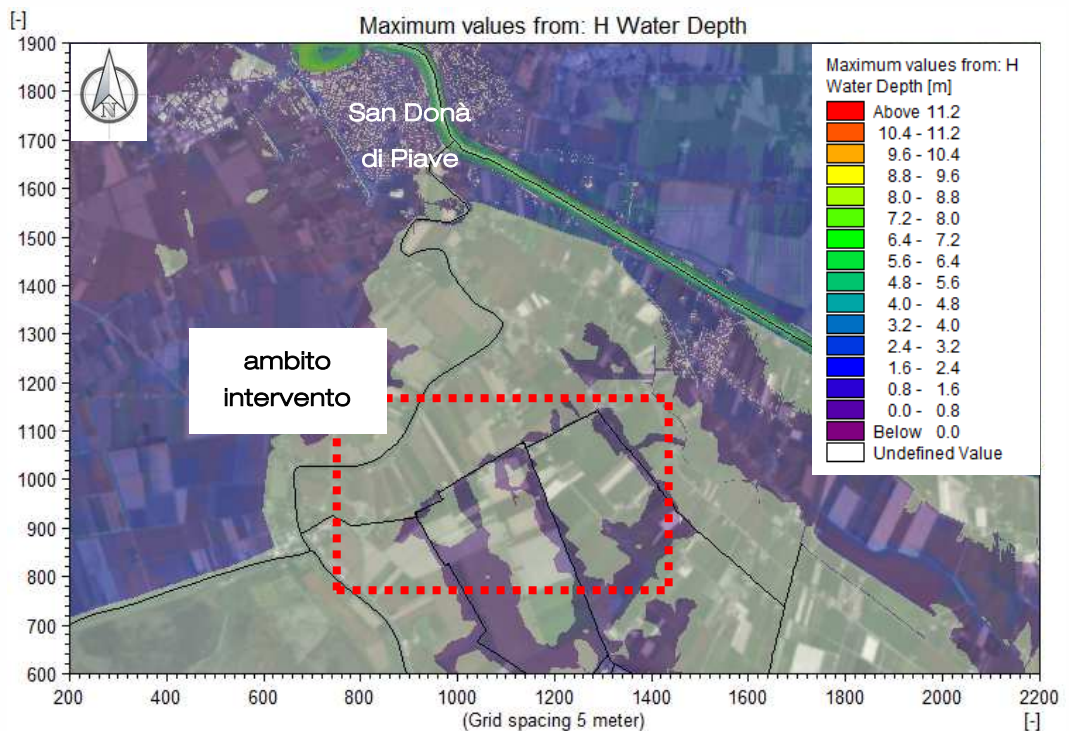


Figura 6.1 – SCENARIO A: involuppo dei tiranti massimi raggiunti nell'area di studio.

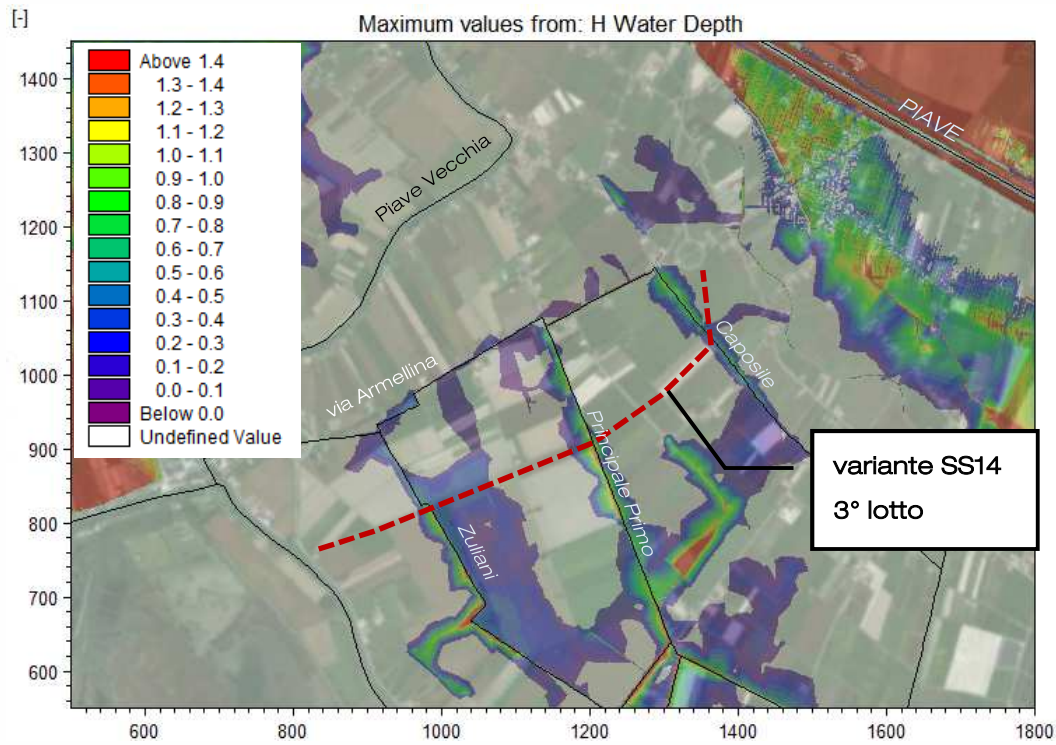


Figura 6.2 – SCENARIO A: zoom dei massimi tiranti raggiunti nei pressi dell'area oggetto di intervento.

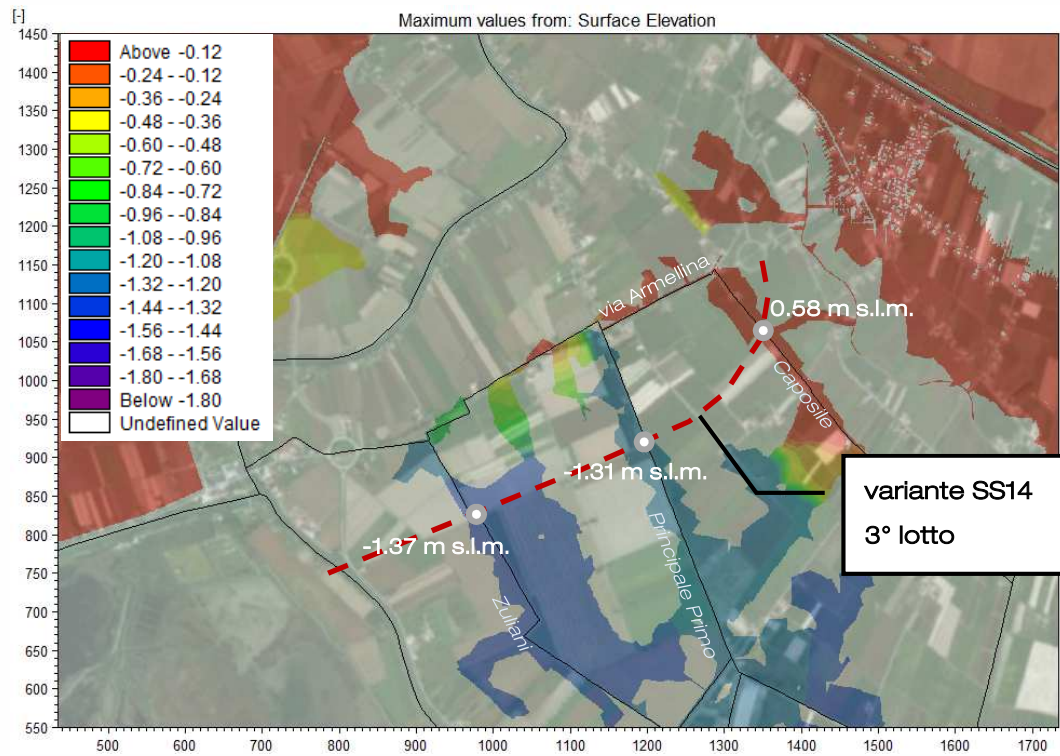


Figura 6.3 – SCENARIO A: zoom dei livelli massimi raggiunti in m s.l.m., con indicazione del tracciato del nuovo rilevato stradale (e dei livelli disposti in corrispondenza dello stesso).

6.2 SCENARIO B: Stato attuale e formazione di brecce

Lo scenario in esame aggiunge, rispetto alla configurazione precedentemente descritta, l'ipotesi che in n.3 punti del dominio vi sia la formazione di brecce con progressivo crollo del rilevato. I punti scelti sono il risultato, oltre che della consultazione della documentazione storica in possesso (come già illustrato precedentemente), dell'analisi dello scenario definito come "A"; in corrispondenza di tali sezioni, infatti, era stata osservata l'esondazione per sormonto arginale in destra idraulica del fiume Piave.

Le modalità di schematizzazione delle brecce sono già state precedentemente discusse al paragrafo 5.3; sulla base dei risultati ottenuti a valle della simulazione dello scenario "A"; la batimetria dello stato attuale è stata quindi modificata inserendo le seguenti brecce:

1. circa 300 m a valle dell'intersezione con il ramo Piave Vecchia ed in corrispondenza della 41a ora di simulazione;
2. circa 500 m a sud-est del sovrappasso della SS14var sulla SP51, dopo 41 ore e 40 minuti di simulazione;
3. circa 600 m a valle della breccia n. 2, in corrispondenza della 43a ora di simulazione.

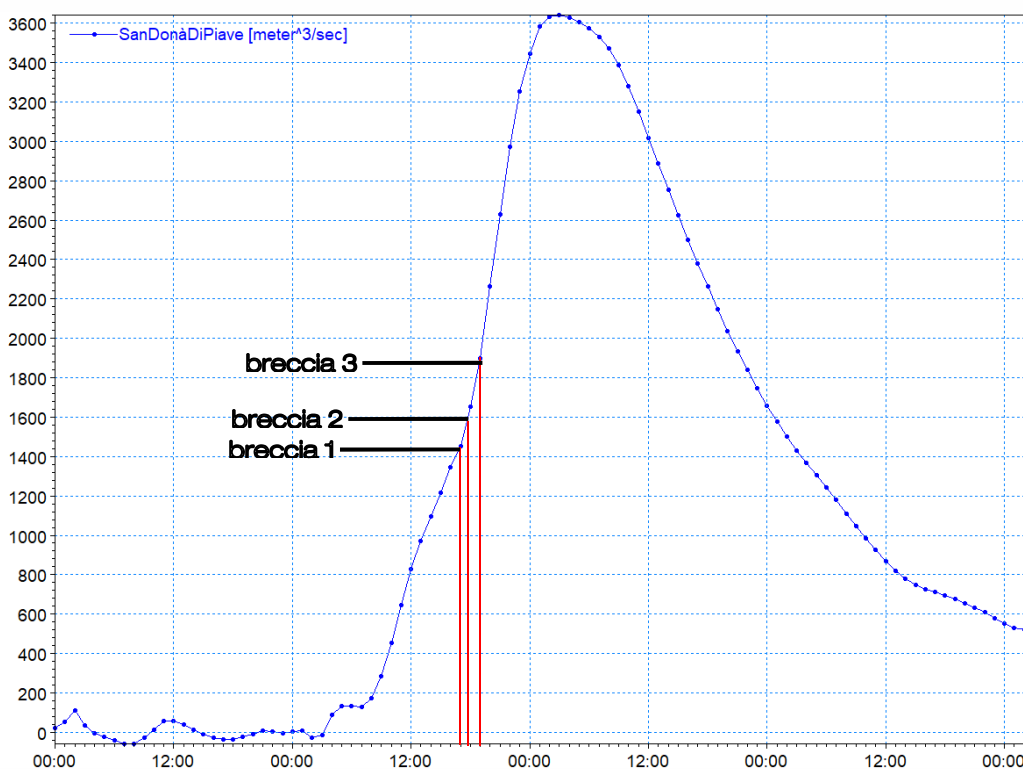


Figura 6.4 - Collocazione temporale delle brecce in destra arginale rispetto all'idrogramma di piena in ingresso al fiume Piave.

I risultati ottenuti in termini di tiranti raggiunti nell'area sono di seguito riepilogati.

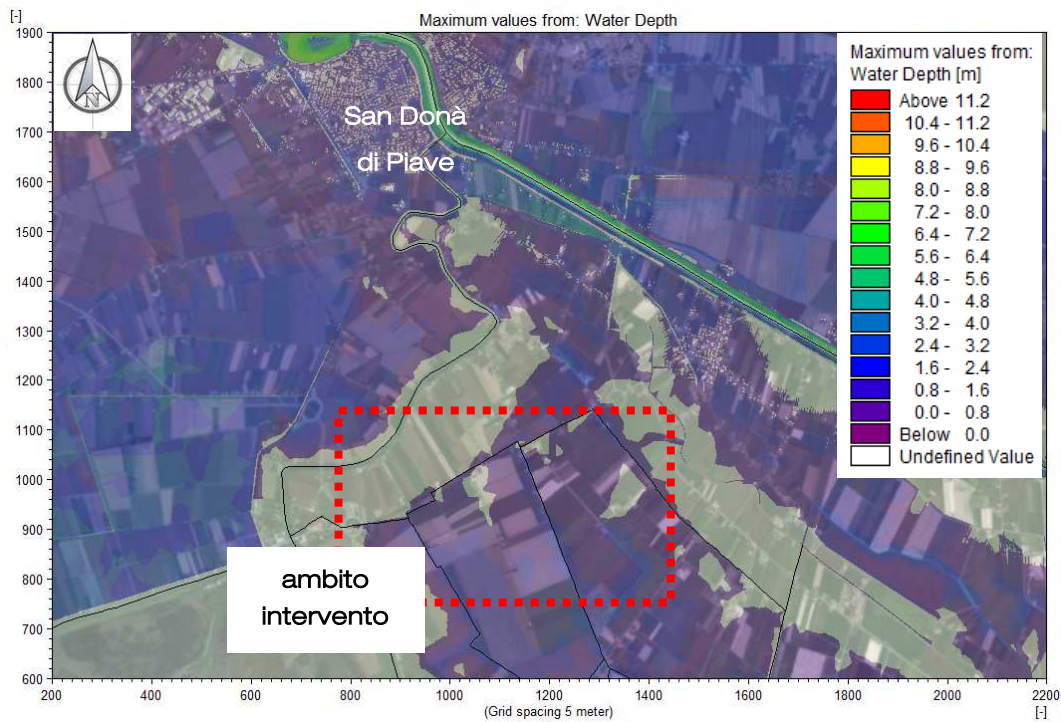


Figura 6.5 - SCENARIO B: inviluppo dei tiranti massimi raggiunti nell'area di studio.

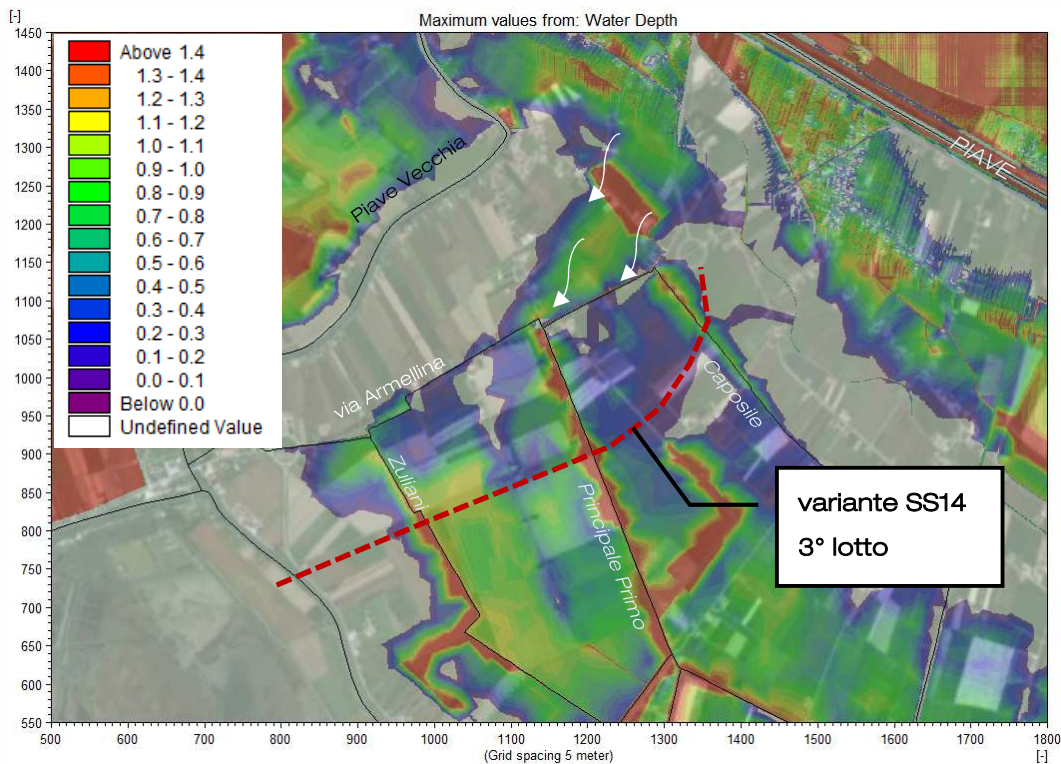


Figura 6.6 - SCENARIO B: zoom dei massimi tiranti raggiunti, con indicazione del nuovo rilevato stradale. Le frecce mostrano il volume d'acqua uscito dalla breccia n.1 e propagatosi verso sud.

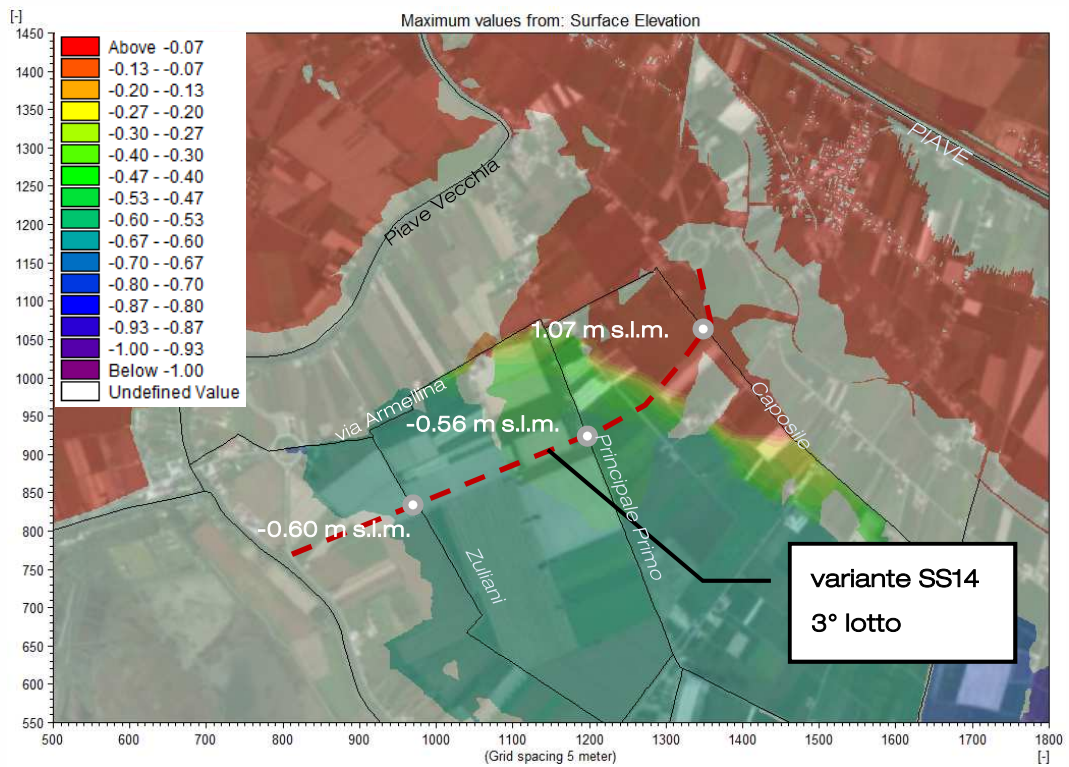


Figura 6.7 - SCENARIO B: zoom dei livelli massimi raggiunti in m s.l.m., con indicazione del tracciato del nuovo rilevato stradale (e dei livelli disposti in corrispondenza dello stesso).

6.3 SCENARIO C: Stato di progetto senza brecce

Il terzo tra gli scenari modellati recepisce la configurazione di progetto dell'infrastruttura oggetto di studio, rappresentando conseguentemente l'ipotetico stato futuro a rilevato stradale realizzato.

Al fine di ottenere quanto sopra esposto, si è reso necessario apportare adeguate modifiche:

- alla batimetria dello stato di fatto precedentemente sviluppata, inserendo la strada in rilevato sulla base dell'ingombro plano-altimetrico recepito dalla configurazione di progetto definitiva;

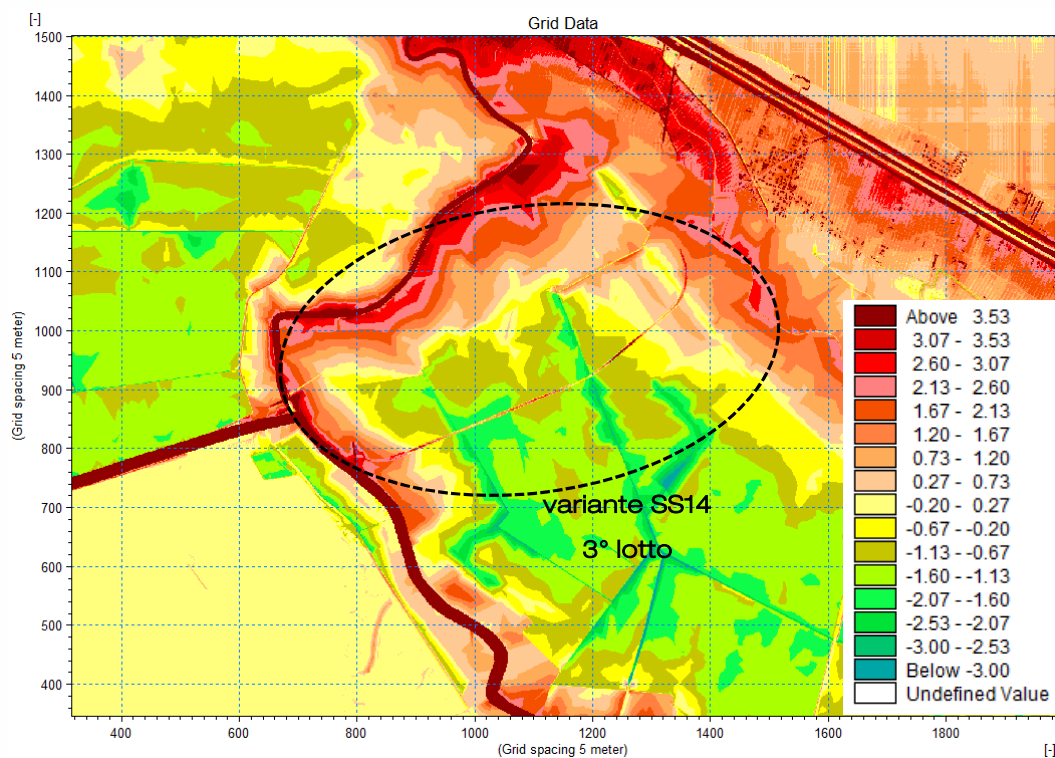


Figura 6.8 – Zoom batimetria del modello idraulico 2D sviluppato; in evidenza, la variante di progetto inserita (quote del terreno in m s.l.m.).

- al reticolo idrografico monodimensionale, aggiungendo elementi tipo "culvert" atti a rappresentare i nuovi attraversamenti risolutivi delle interferenze idrauliche con la rete consortile e già precedentemente illustrati al capitolo 3;
- al modello bidimensionale che calcola e definisce l'espandimento dei contributi esondati dallo scheletro 1D, aggiungendo elementi tipo "culvert" che consentano di schematizzare la presenza ed il contributo al deflusso dei sottopassi agricoli di progetto S1, S2 ed S3 (si veda, a titolo di esempio, il manufatto rappresentato in Figura 6.9).

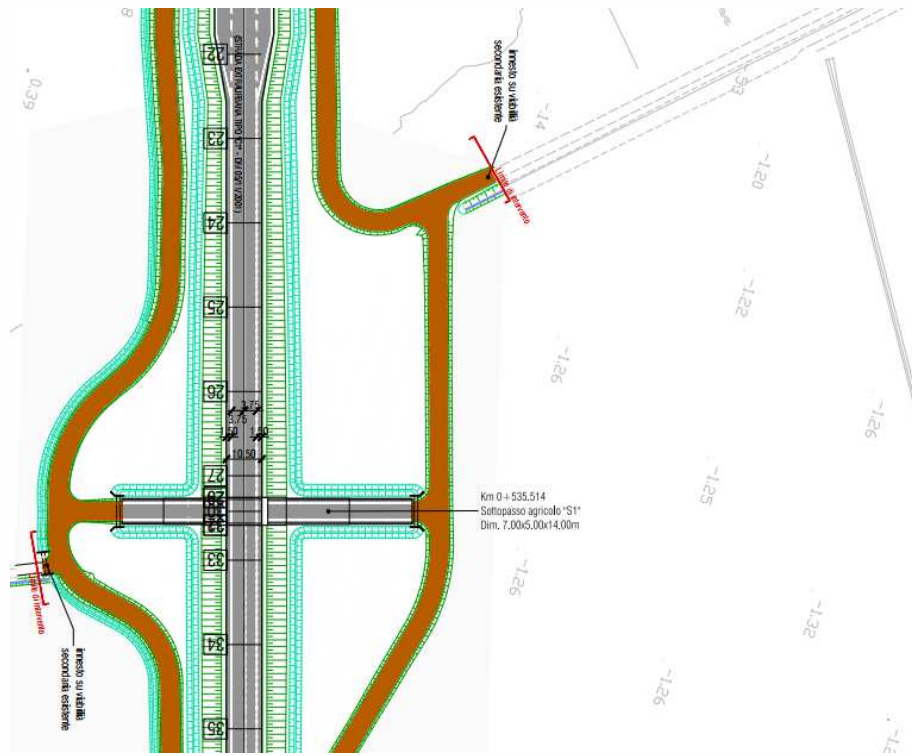


Figura 6.9 - Sottopasso agricolo "S1", planimetria di progetto.

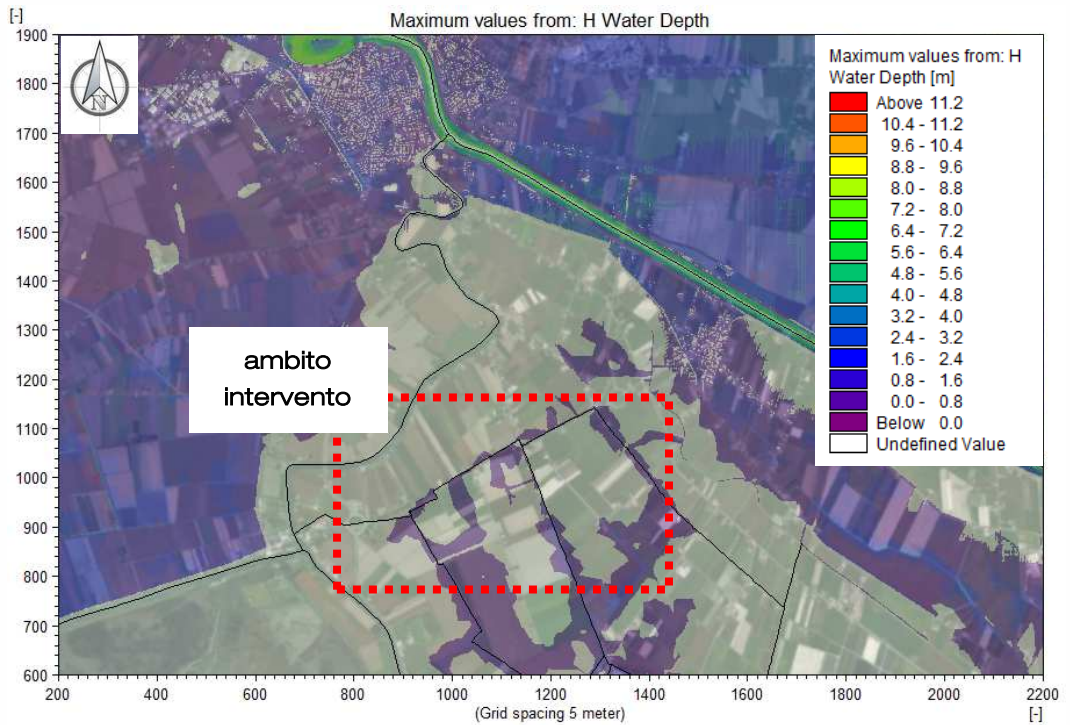


Figura 6.10 - SCENARIO C: involuppo dei tiranti massimi raggiunti nell'area di studio.

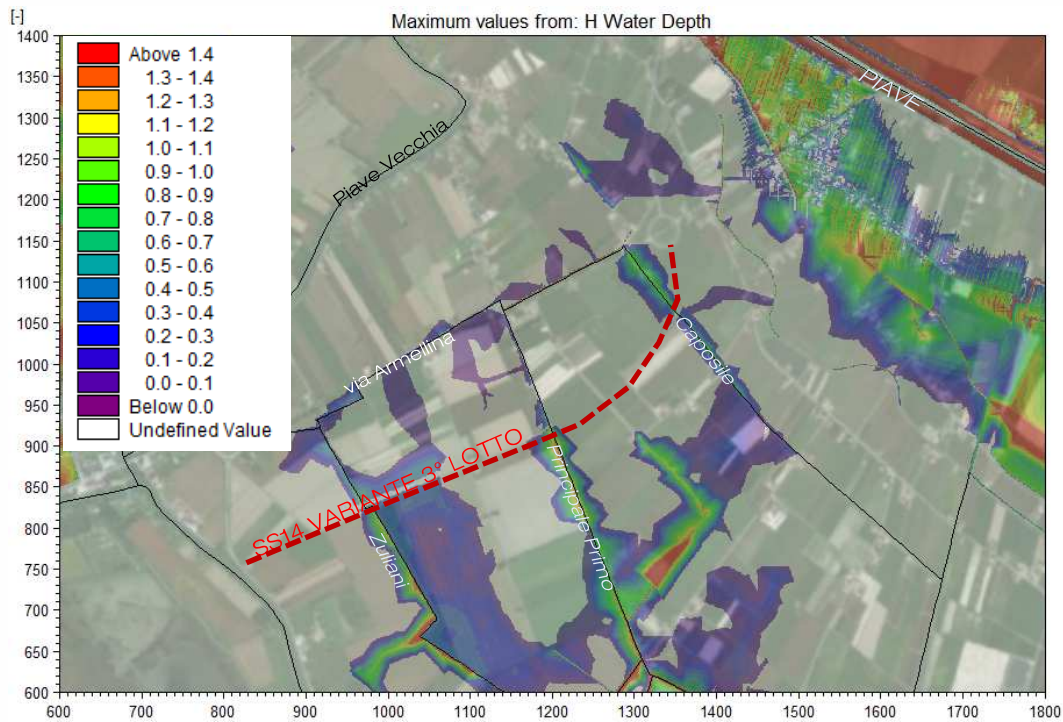


Figura 6.11 - SCENARIO C: zoom dei massimi tiranti raggiunti nei pressi dell'area oggetto di intervento.

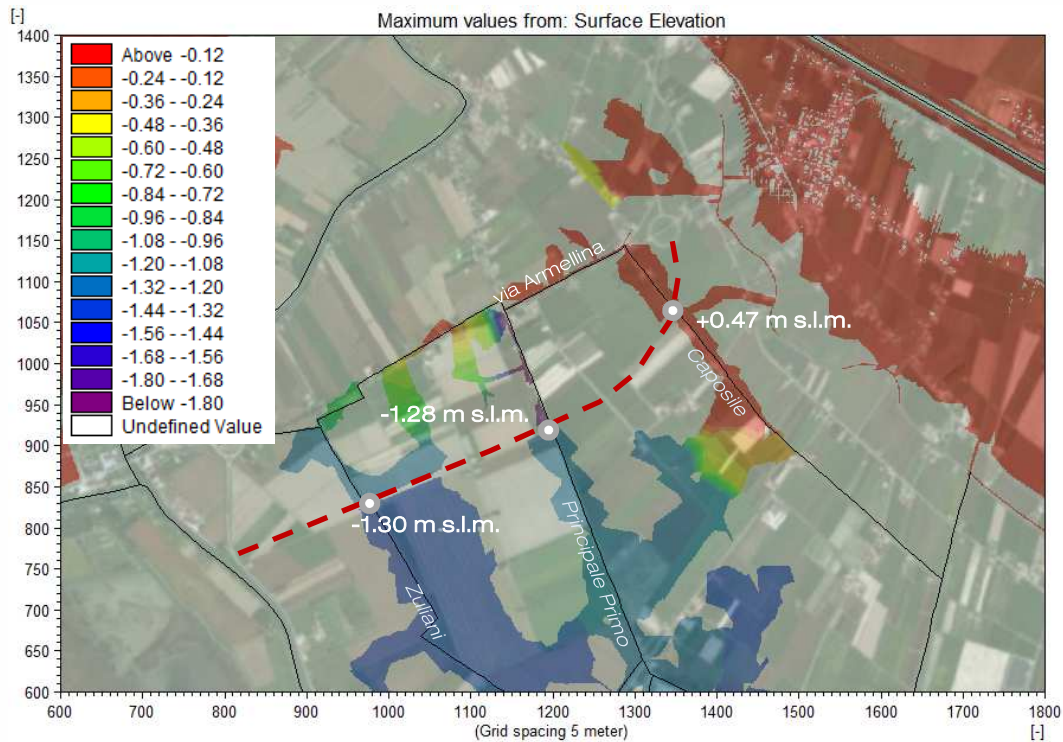


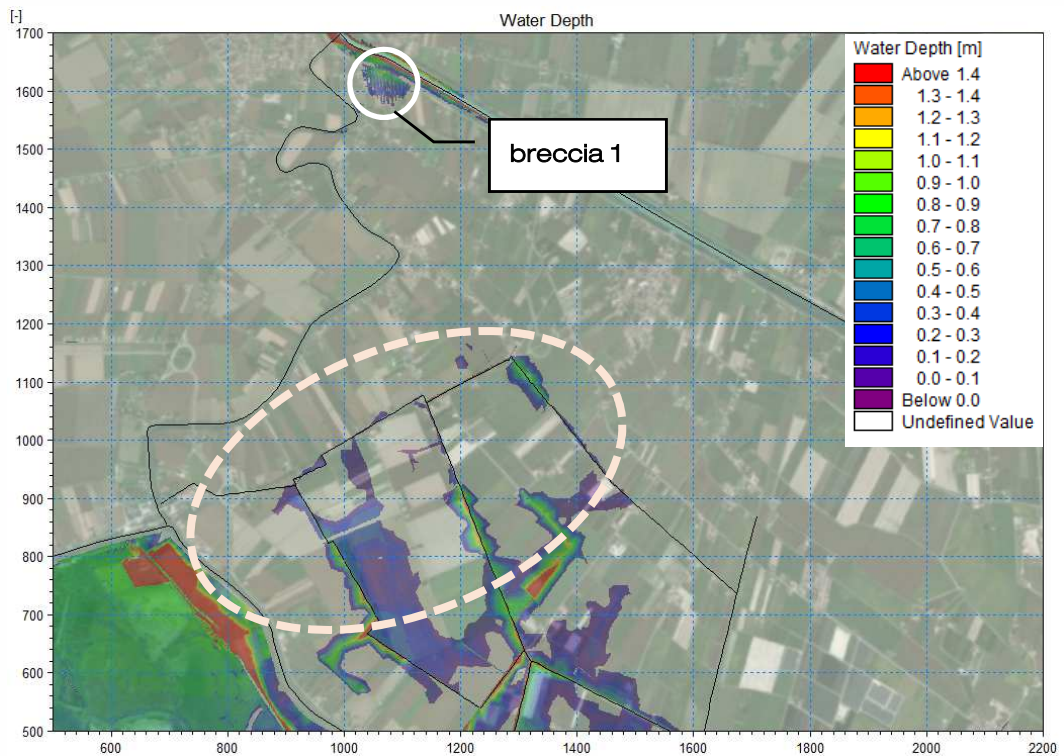
Figura 6.12 - SCENARIO C: zoom dei livelli massimi raggiunti in m s.l. m., con indicazione del tracciato del nuovo rilevato stradale (e dei livelli disposti in corrispondenza dello stesso).

6.4 SCENARIO D: Stato di progetto con formazione di brecce

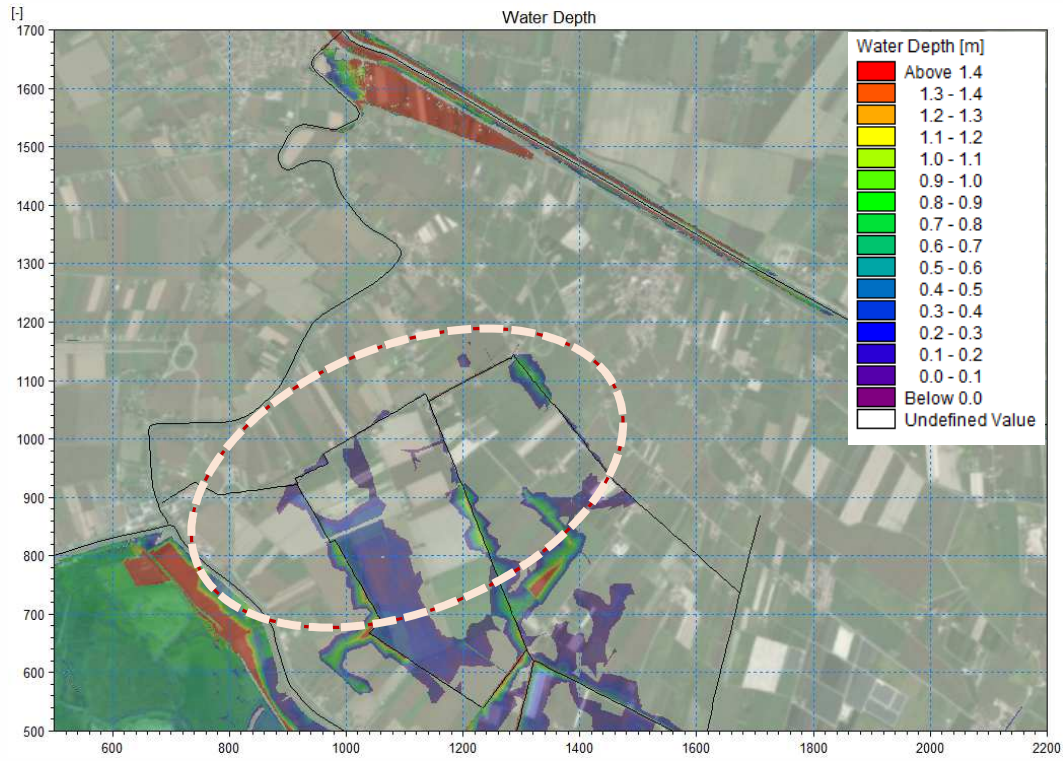
La configurazione di stato di progetto già predisposta è stata infine sottoposta ad analisi nell'ipotesi del verificarsi dello scenario più sfavorevole, ovvero nell'ipotesi di evento di piena con tempo di ritorno 100 anni e formazione di brecce in destra idraulica del fiume Piave.

Vengono pertanto di seguito illustrati i principali risultati ottenuti nel corso della simulazione e l'inviluppo dei massimi tiranti raggiunti, analogamente a quanto elaborato per i precedenti scenari.

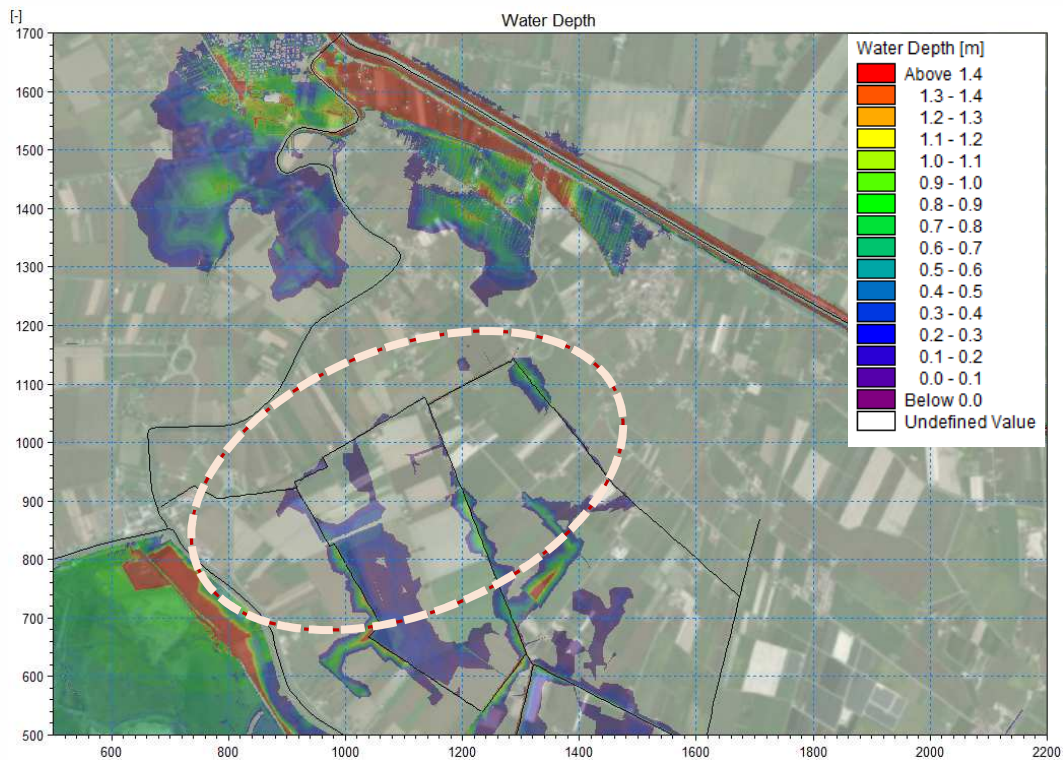
SCENARIO D – 42a ORA DI SIMULAZIONE



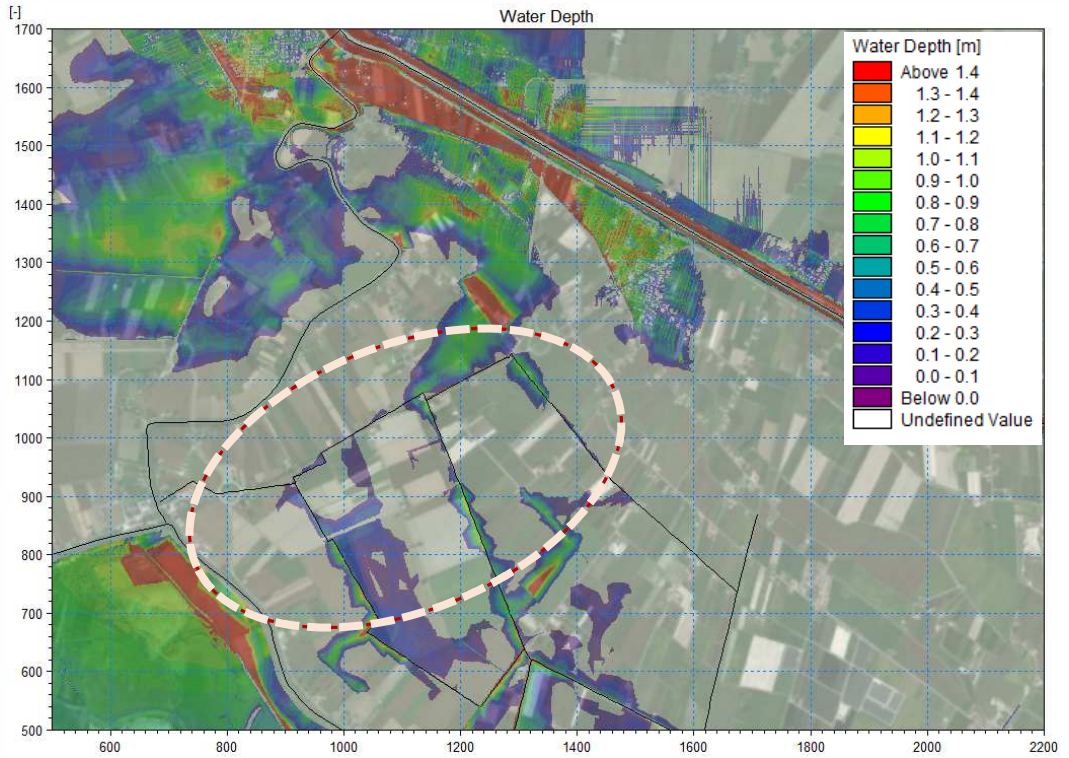
SCENARIO D – 44a ORA DI SIMULAZIONE



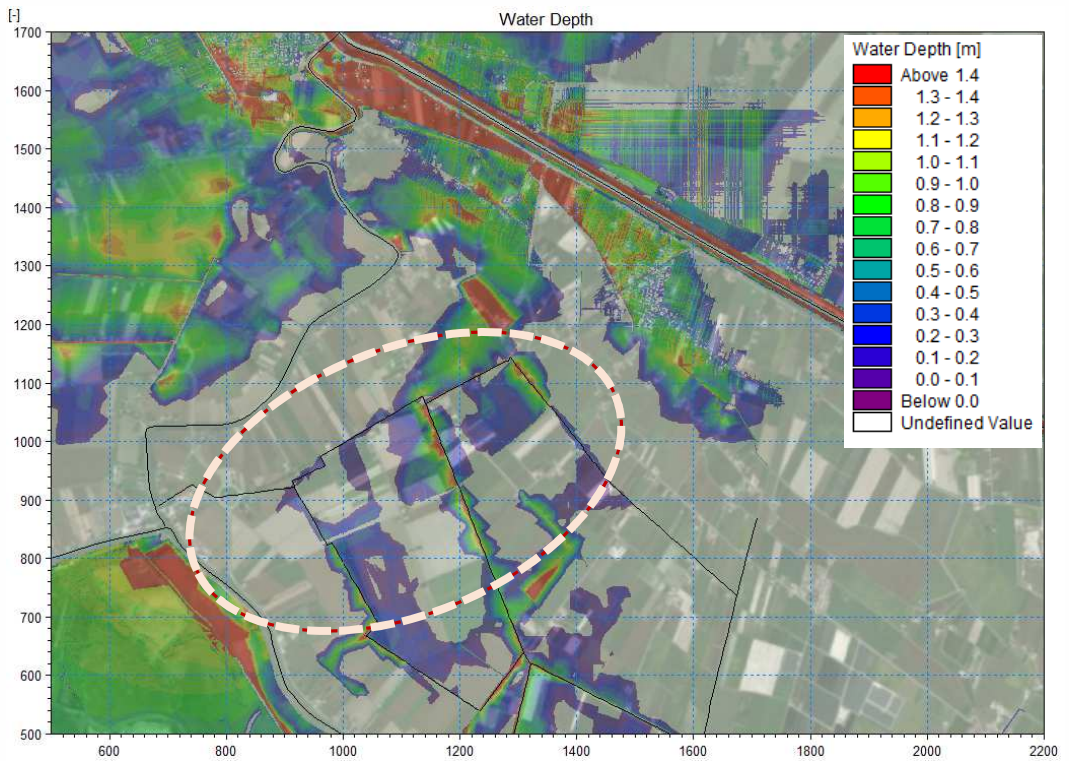
SCENARIO D – 47a ORA DI SIMULAZIONE



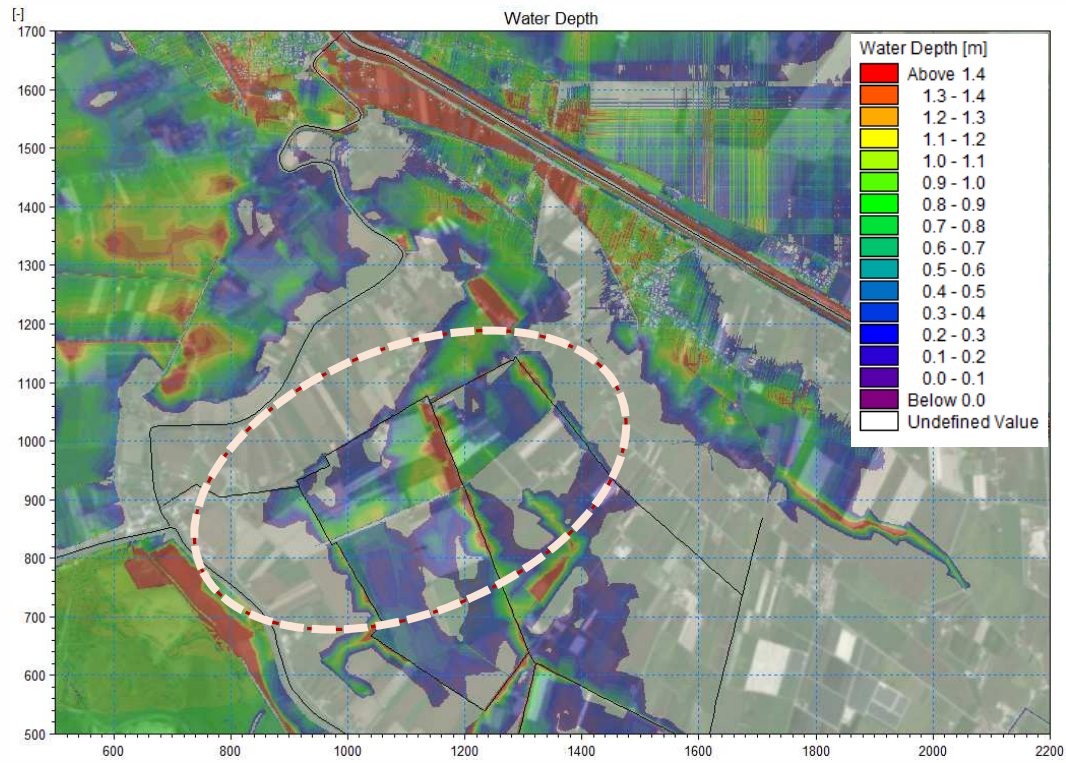
SCENARIO D – 49a ORA DI SIMULAZIONE



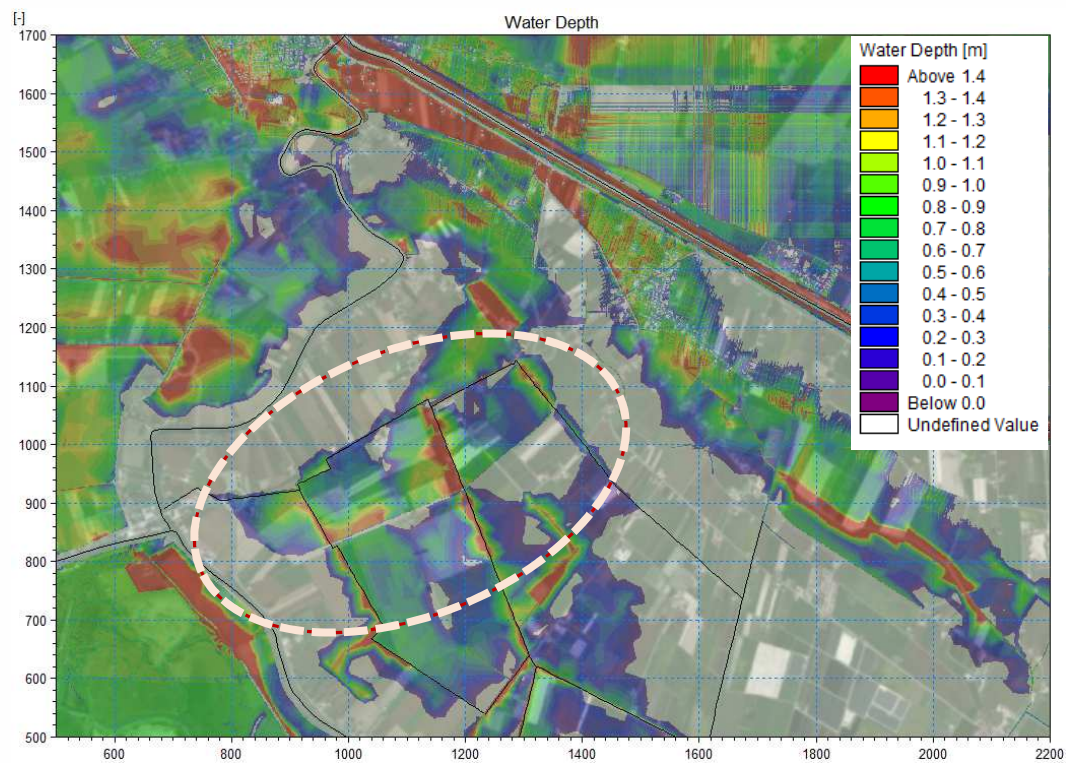
SCENARIO D – 51a ORA DI SIMULAZIONE



SCENARIO D – 54a ORA DI SIMULAZIONE



SCENARIO D – 58a ORA DI SIMULAZIONE



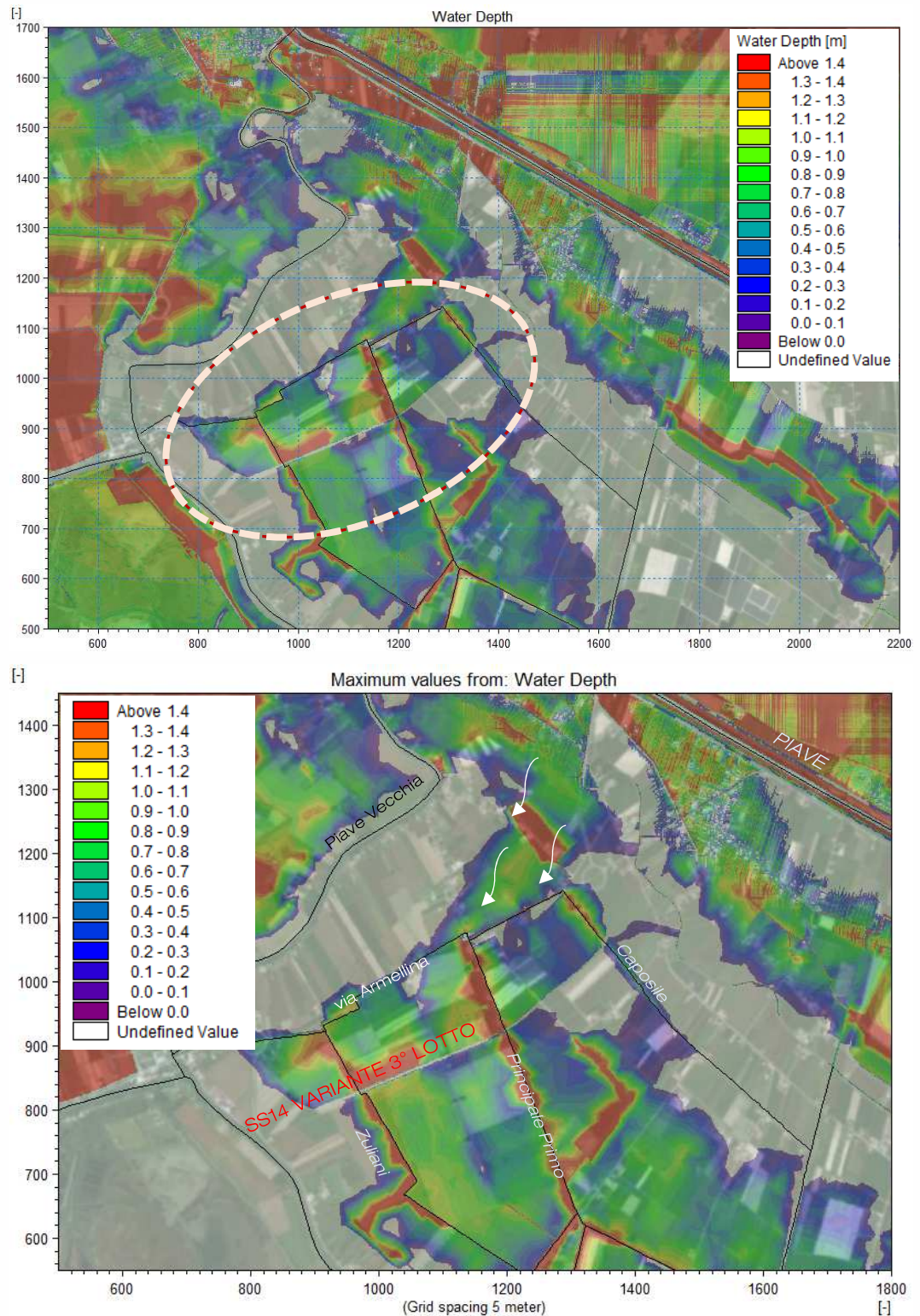
SCENARIO D - 62a ORA DI SIMULAZIONE

Figura 6.13 - SCENARIO D: zoom dei massimi tiranti raggiunti, con indicazione del nuovo rilevato stradale. Le frecce mostrano il volume d'acqua uscito dalla breccia n.1 e propagatosi verso sud.

7 CONCLUSIONI

La modellazione idraulica implementata, finalizzata ad indagare i processi di allagamento che interessano l'area di progetto, ha permesso di ricostruire la diffusione dei contributi esondati dalla rete idrografica e stabilire, in funzione dell'altimetria del territorio, le aree allagate ed i tiranti raggiunti, in particolare in seguito al verificarsi della formazione di brecce in destra arginale del fiume Piave.

Ciò premesso, a seguito dell'analisi dei risultati ottenuti ed illustrati nei paragrafi precedenti, è possibile concludere che:

- l'inviluppo dei massimi tiranti raggiunti fornito dalla modellazione idraulica bidimensionale dello stato di fatto, per quanto strettamente connesso all'ambito oggetto di studio ovvero per le aree interessate dalla realizzazione della nuova variante, conferma in buona sostanza le indicazioni fornite dagli strumenti di pianificazione vigenti, con particolare riferimento al Piano di Gestione del Rischio Alluvione del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali;
- la perimetrazione delle aree allagate con classificazione dell'entità dei tiranti di allagamento appare, per quanto ottenuto dallo studio in esame, più contenuta; tuttavia, si ritiene di imputare tale risultato ad una maggior discretizzazione della rete idrografica modellata (i contributi si distribuiscono tra i canali Caposile, Zuliani e Principale Primo e non sono collettati unicamente da quest'ultimo, il quale costituiva invece nel PGRA l'unico consortile modellato per l'ambito in esame);
- il rilevato stradale, così come schematizzato nella sua configurazione di progetto definitiva, non viene sormontato dai contributi esondati a seguito della rottura arginale in destra del fiume Piave, i quali vengono in maggior parte tratti a monte dello stesso consentendo la circolazione in sicurezza;
- in corrispondenza dei manufatti di attraversamento di progetto, precedentemente descritti al capitolo 3, e con riferimento allo scenario che contempla la formazione di brecce per l'argine del fiume Piave, sono stimati i seguenti franchi idraulici al raggiungimento dei massimi livelli di allagamento:

manufatto	Quota media scorrimento [m s.l.m.]	Quota sede stradale [m s.l.m.]	Livello idrico raggiunto [m s.l.m.]	Grado di riempimento manufatto	Franco di sicurezza [m]
canale ZULIANI	-1.95	+0.90	-0.18	79%	1.08
canale PRIMO	-3.00	+0.18	-0.05	118%	0.23
canale CAPOSILE	-0.77	+2.27	+1.04	72%	1.23

Viene in particolare segnalato lo stato di sofferenza idraulica rilevato in corrispondenza dell'attraversamento del canale Principale Primo, posto in area altimetricamente sfavorevole; per tale manufatto, il livello idrico raggiunto a seguito della rottura arginale del Piave e diffusione degli allagamenti si dispone circa 45 cm più alto dell'estradosso dello scatolare di progetto.

- l'ingombro del nuovo rilevato di progetto comporta, tuttavia, un incremento dei tiranti idraulici di allagamento, in particolare per l'area compresa tra la via Armellina e la variante in progetto;
- l'incremento di cui al punto precedente raggiunge anche i 60 cm nei punti più sfavorevoli, a monte dei nuovi attraversamenti dei canali consortili intersecati.

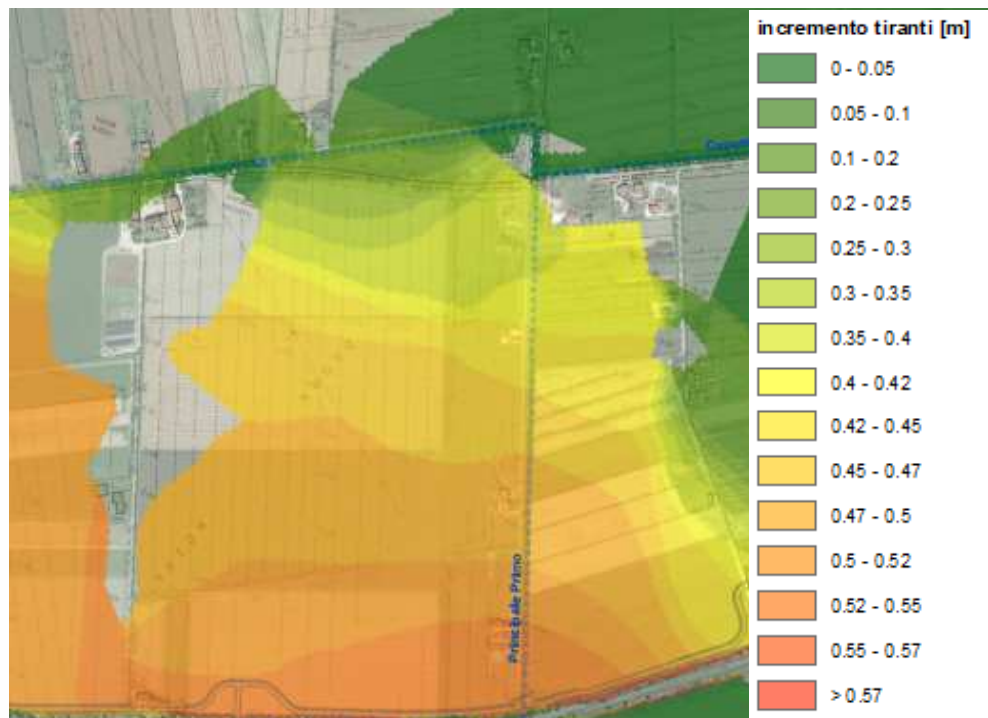
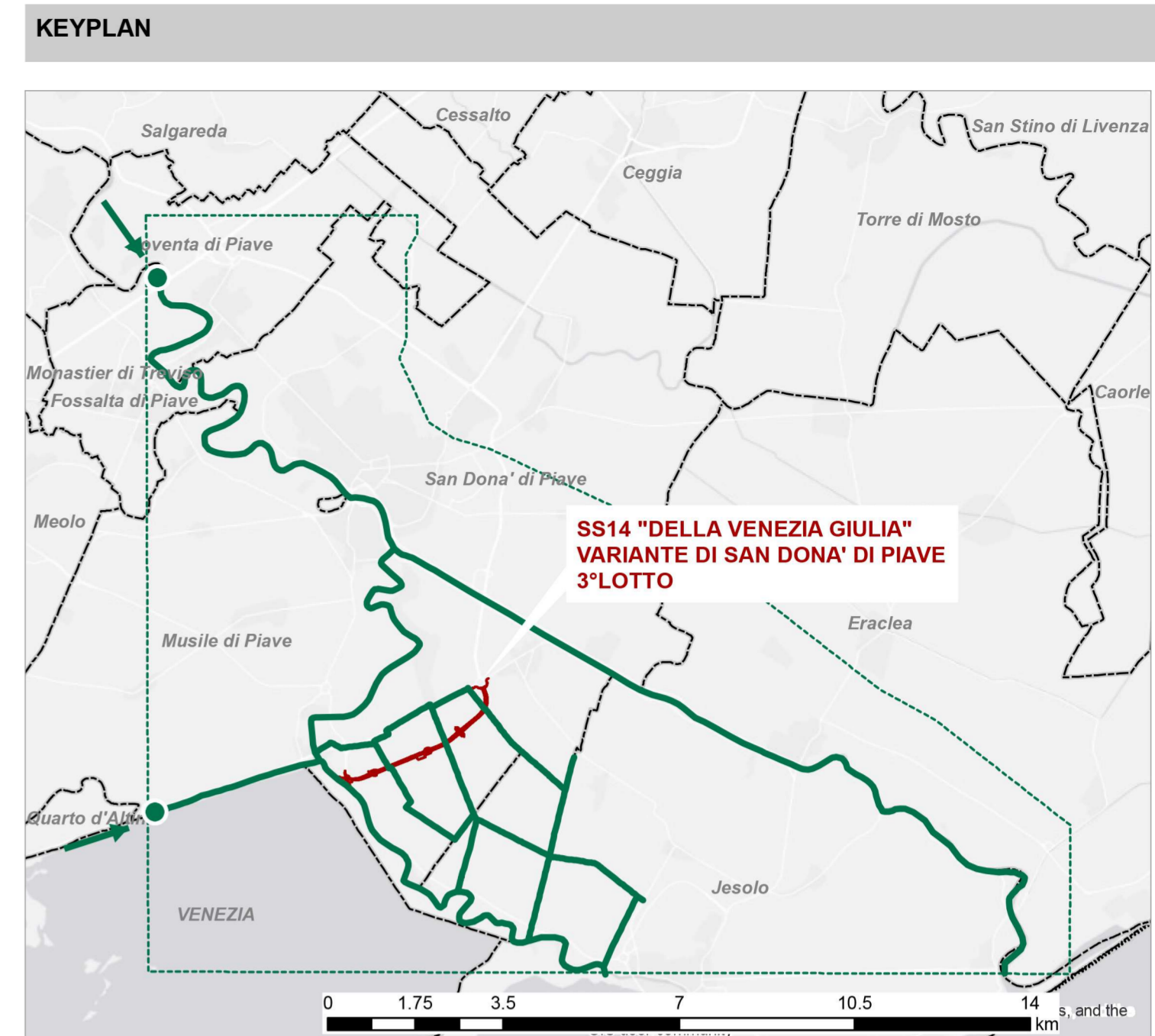
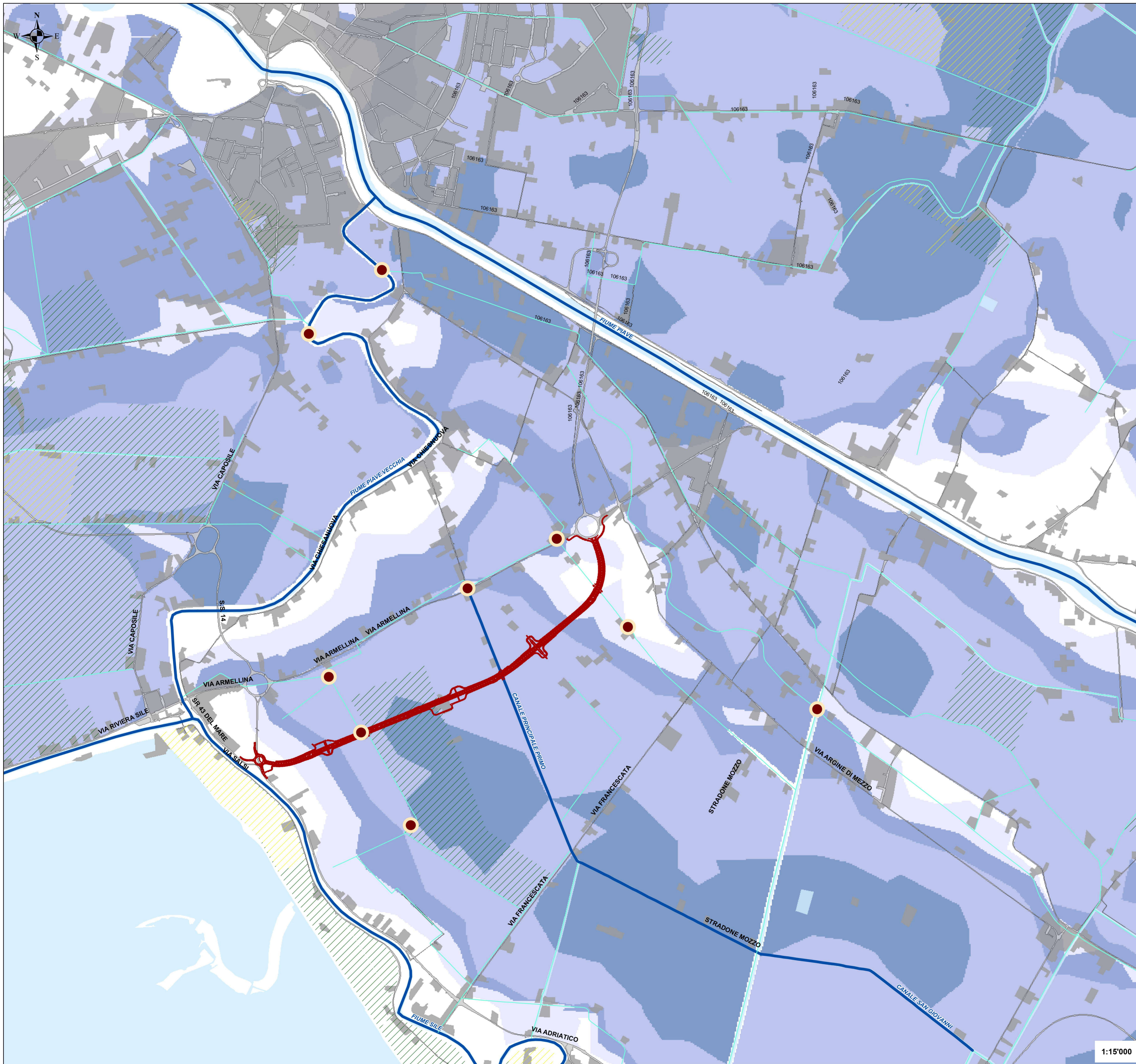


Figura 7.1 – Incremento dei tiranti per effetto dell'inserimento del nuovo rilevato stradale in corrispondenza delle aree più depresse (rif.: SCENARIO D).



LEGENDA

- variante SS14 3° lotto
- idrogrammi in ingresso rete consortile
- Rete idrografica
 - Corsi d'acqua non inseriti nel PGRA
 - Corsi indagati nel PGRA
- PAI del Sile e della pianura tra Piave e Liveneza
 - pericolosità
 - /// P1
 - /// P2
 - /// P3
 - rete idrografica modellata
 - limiti dominio 2D
 - idrogrammi in ingresso fiume Piave/Sile

PGRA del Distretto delle Alpi Orientali

Altezze idriche

- 0-50 cm
- 100-200 cm
- 50-100 cm
- >200 cm

Anas SpA
Compartimento della viabilità per il Veneto

S.S. 14 "della VENEZIA GIULIA"
 VARIANTE DI SAN DONA' DI PIAVE 3° LOTTO, DALLA ROTATORIA DI PASSARELLA E SCAVALCO DELLA ROTATORIA DI CALVECCHIA
 STUDIO IDRAULICO A SUPPORTO DELLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA

IL PROGETTISTA:

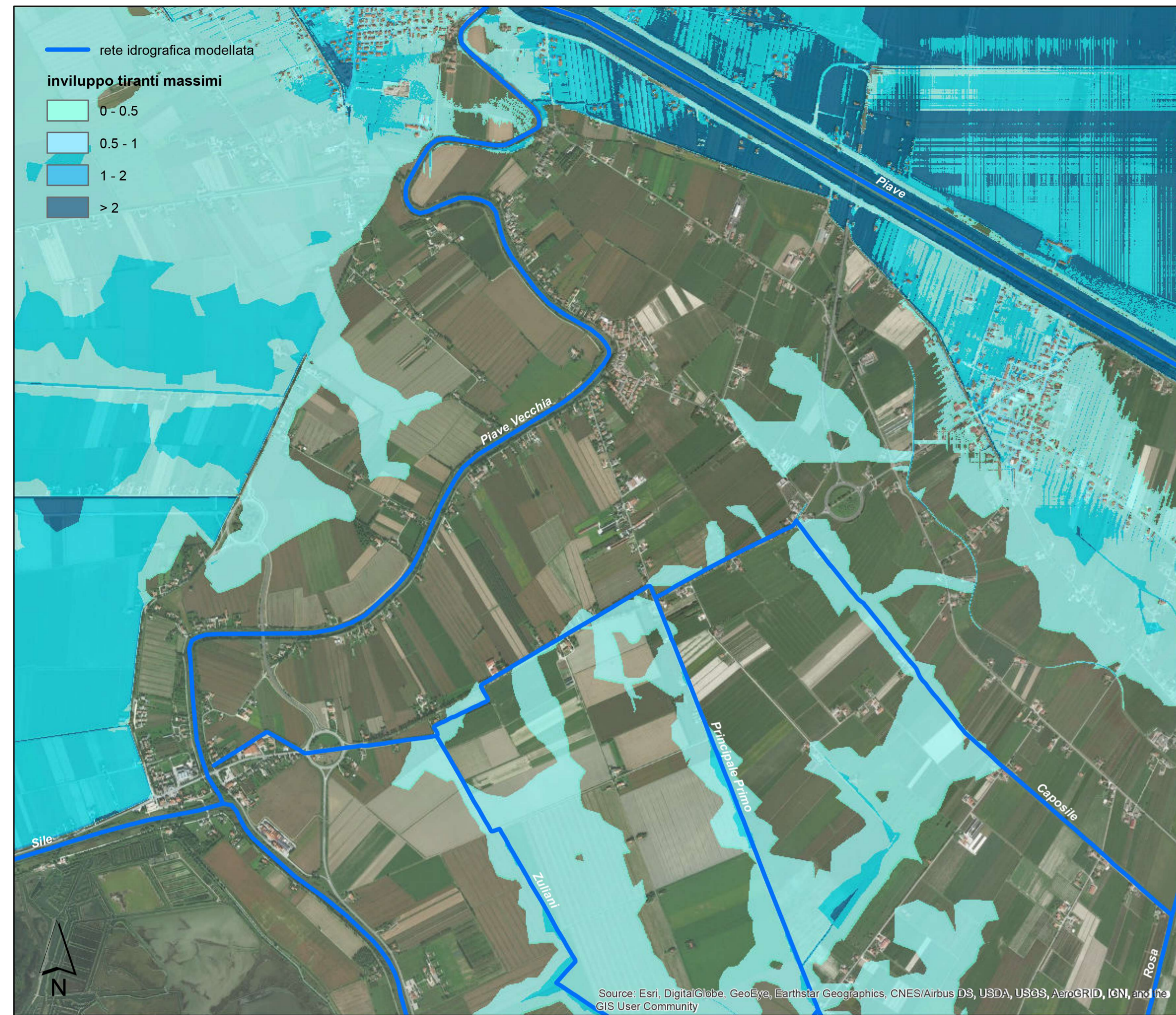
Ing. Alberto Zanchettin
Arch. Romano Finotto
Ing. Emmanuele Morini
Ing. Alessio Polese

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO: IL CAPO UFFICIO PROGETTI	PROTOCOLLO	DATA
Dott. Ing. Anna Maria Nisari			Ottobre 2018

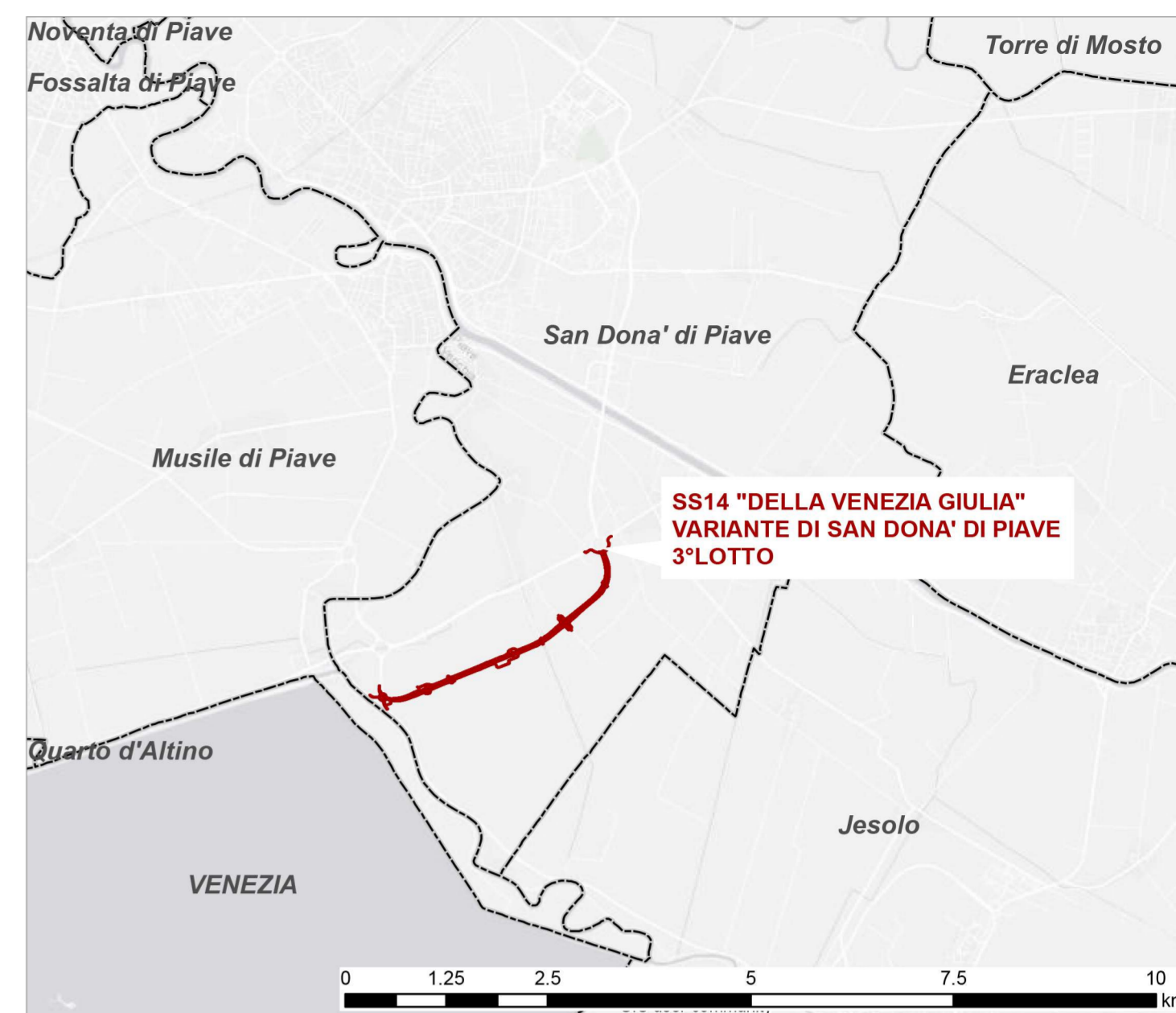
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

CODICE PROGETTO	NOVE FILE	TAV. N.	SCALA:
	CODICE ELAB.	1,2	
D			
C			
B	SECONDA EMISSIONE	Ottobre 2018	GB RF AZ
A	PRIMA EMISSIONE	GIUGNO 2018	GB RF AZ
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATTO VERIFICATO APPROVATO

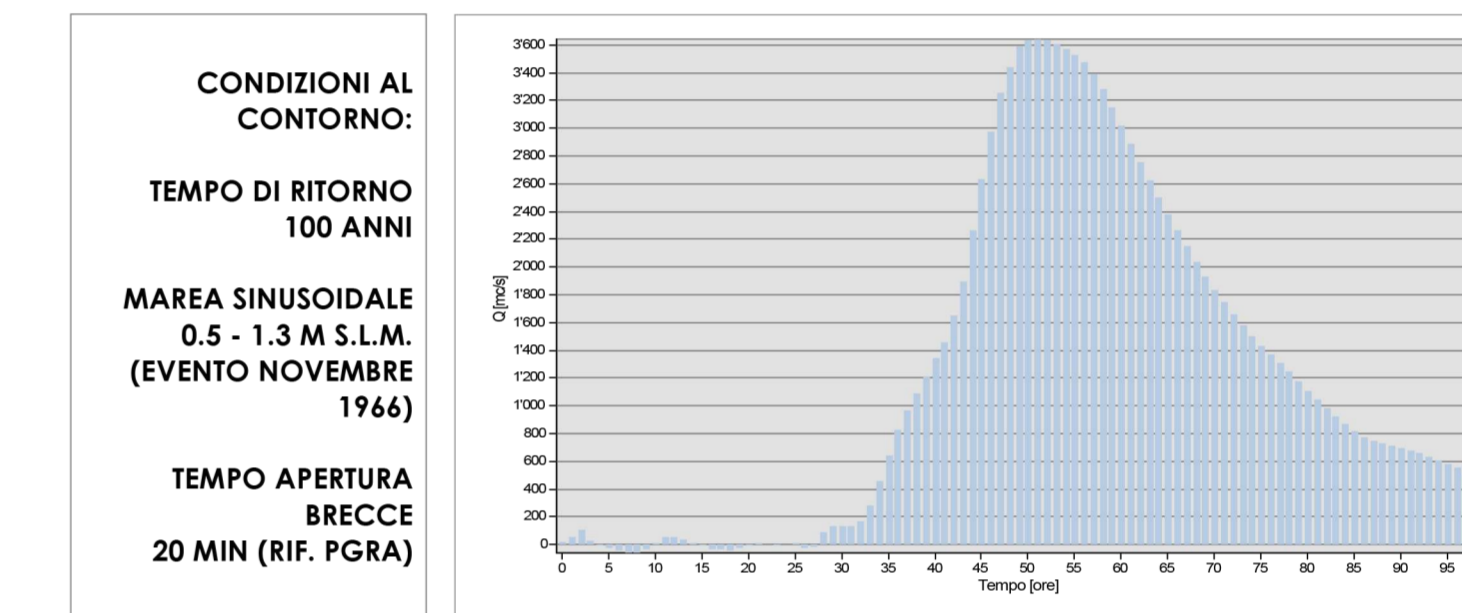
1:15'000



KEYPLAN



IDROGRAMMA DI PIENA -fiume Piave-



Incremento tiranti





Anas SpA

Compartimento della viabilità per il Veneto

S.S. 14 "della VENEZIA GIULIA"

VARIANTE DI SAN DONA' DI PIAVE 3° LOTTO, DALLA ROTATORIA DI PASSARELLA E SCAVALCO DELLA ROTATORIA DI CALVECCHIA

STUDIO IDRAULICO A SUPPORTO DELLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA

IL PROGETTISTA:



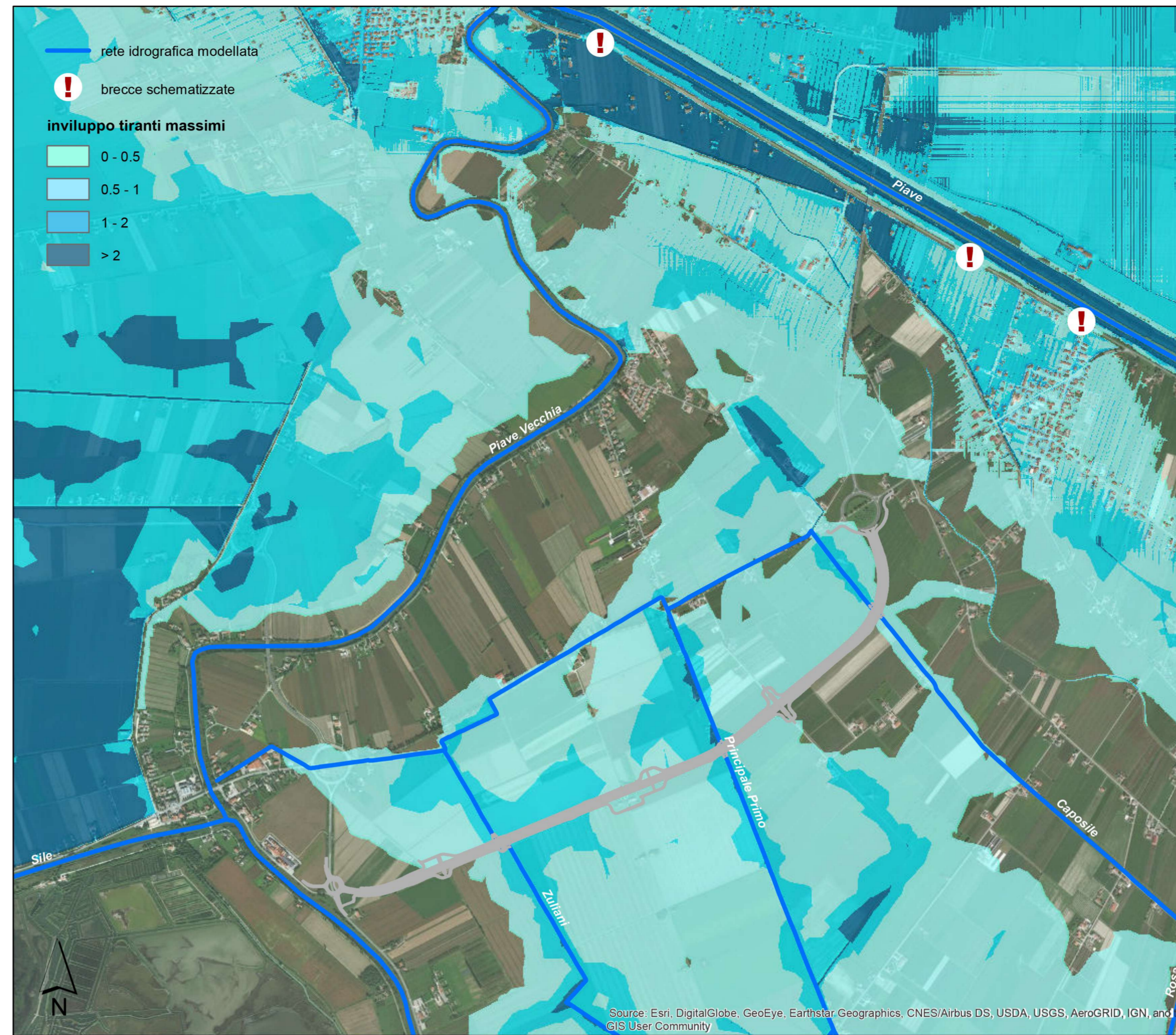
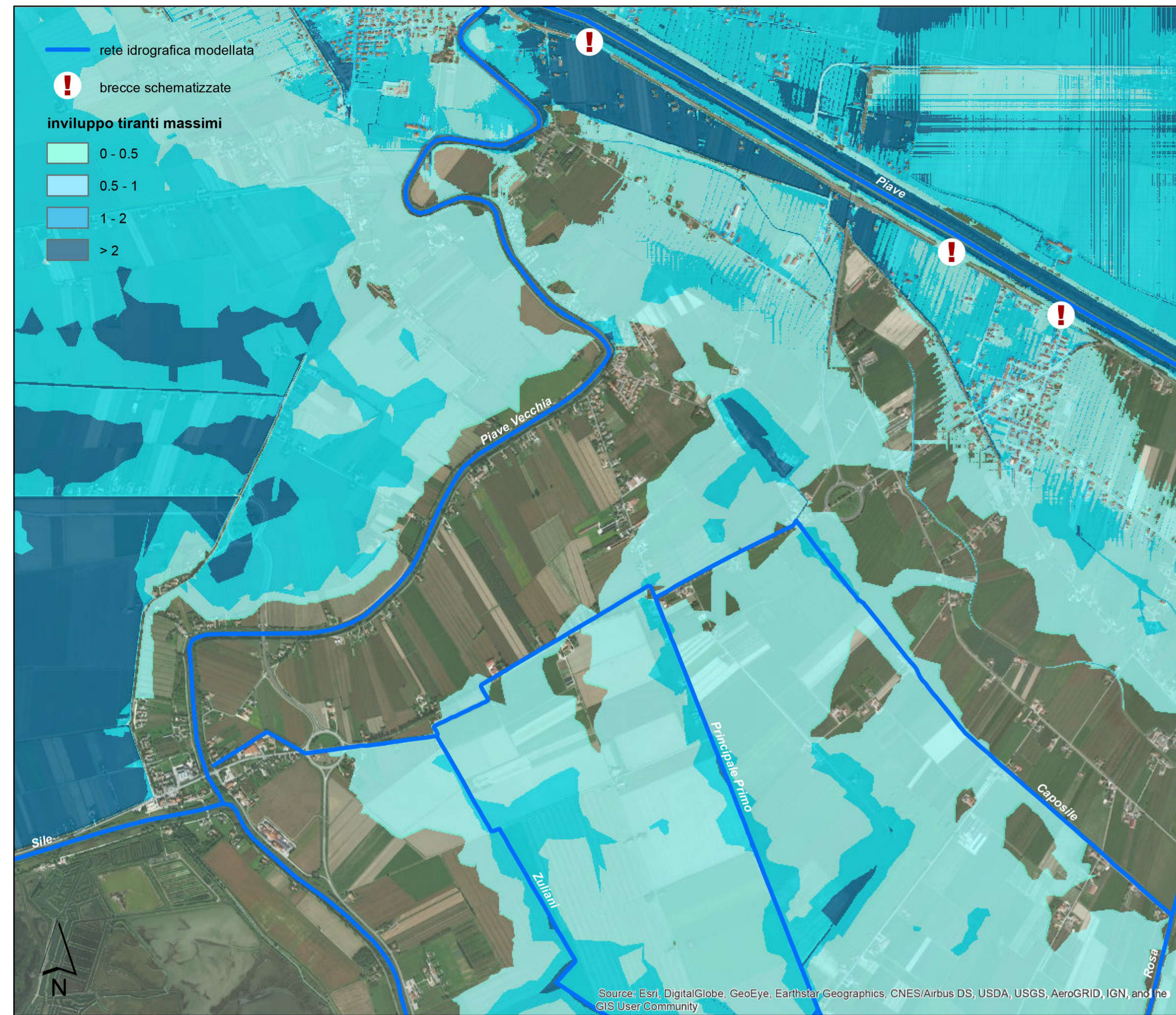

Ing. Alberto Zanchettin
Arch. Romano Finotto
Ing. Emmanuele Martini
Ing. Alessio Polese

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO: IL CAPO UFFICIO PROGETTI	PROTOCOLLO	DATA
Dott. Ing. Anna Maria Nisari			OTTOBRE 2018

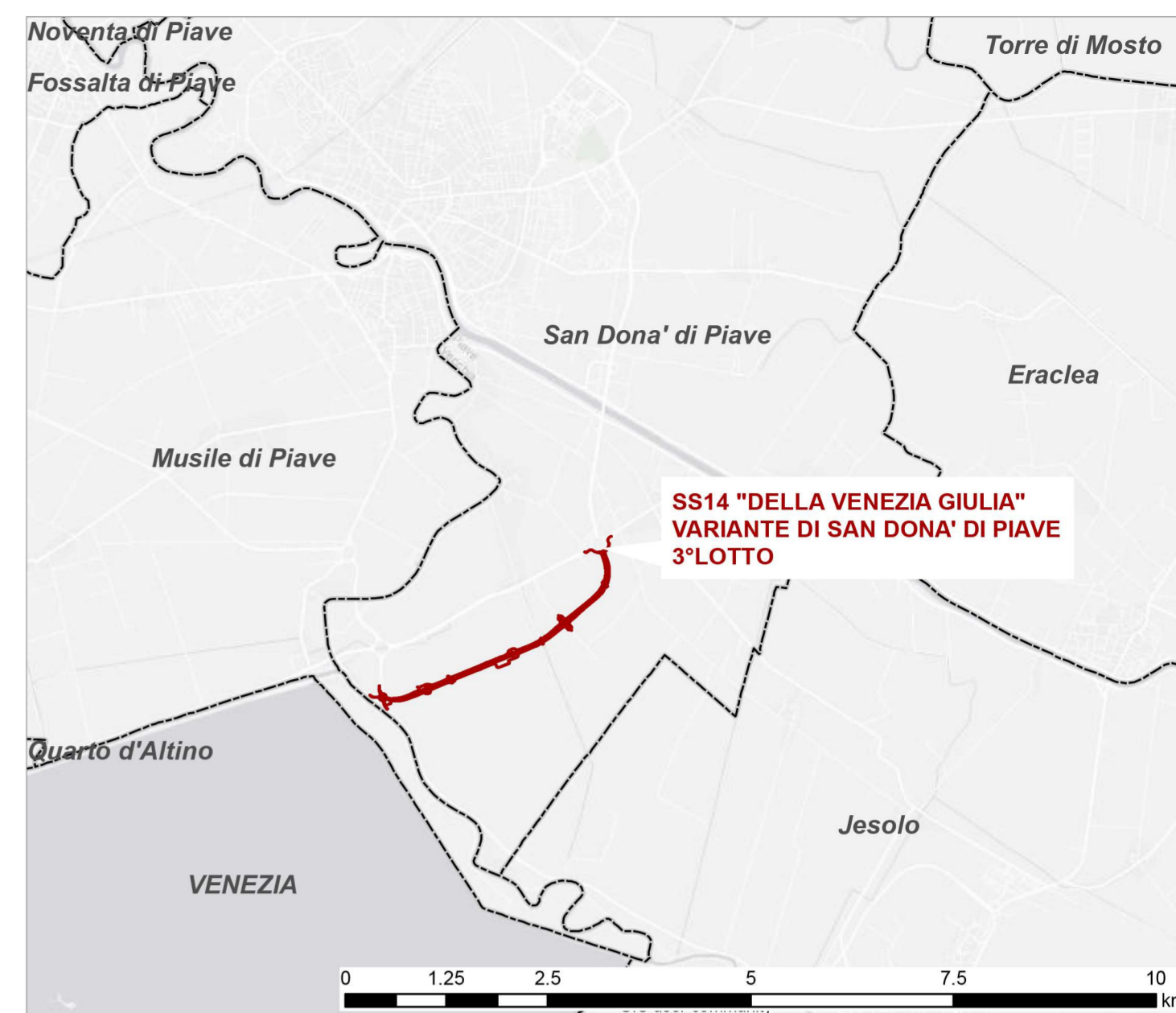
MAPPE AREE ALLAGABILI
SENZA BRECCIE ARGINALI

CODICE PROGETTO	NOME FILE	TAV. N.	SCALA:
	CODICE ELAB.	1.3.a	

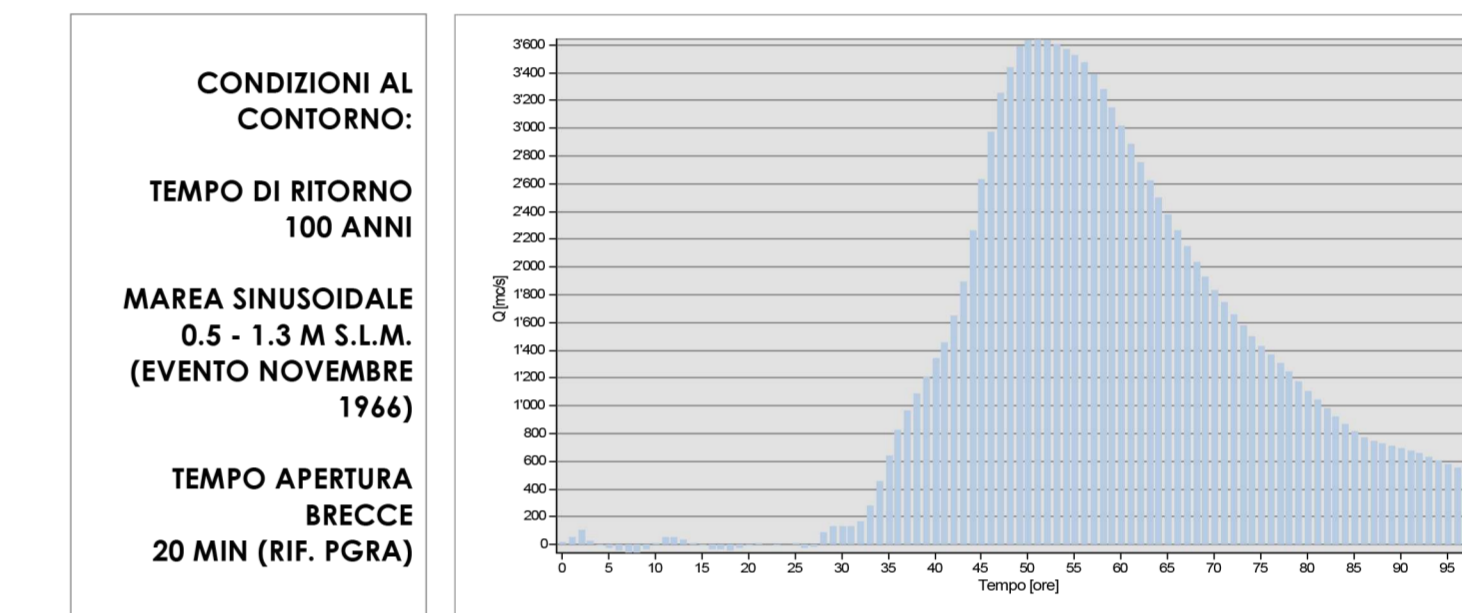
D					
C					
B	SECONDA EMISSIONE	OTTOBRE 2018	GB	RF	AZ
A	PRIMA EMISSIONE	GIUGNO 2018	GB	RF	AZ
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATO	VERIFICATO	APPROVATO



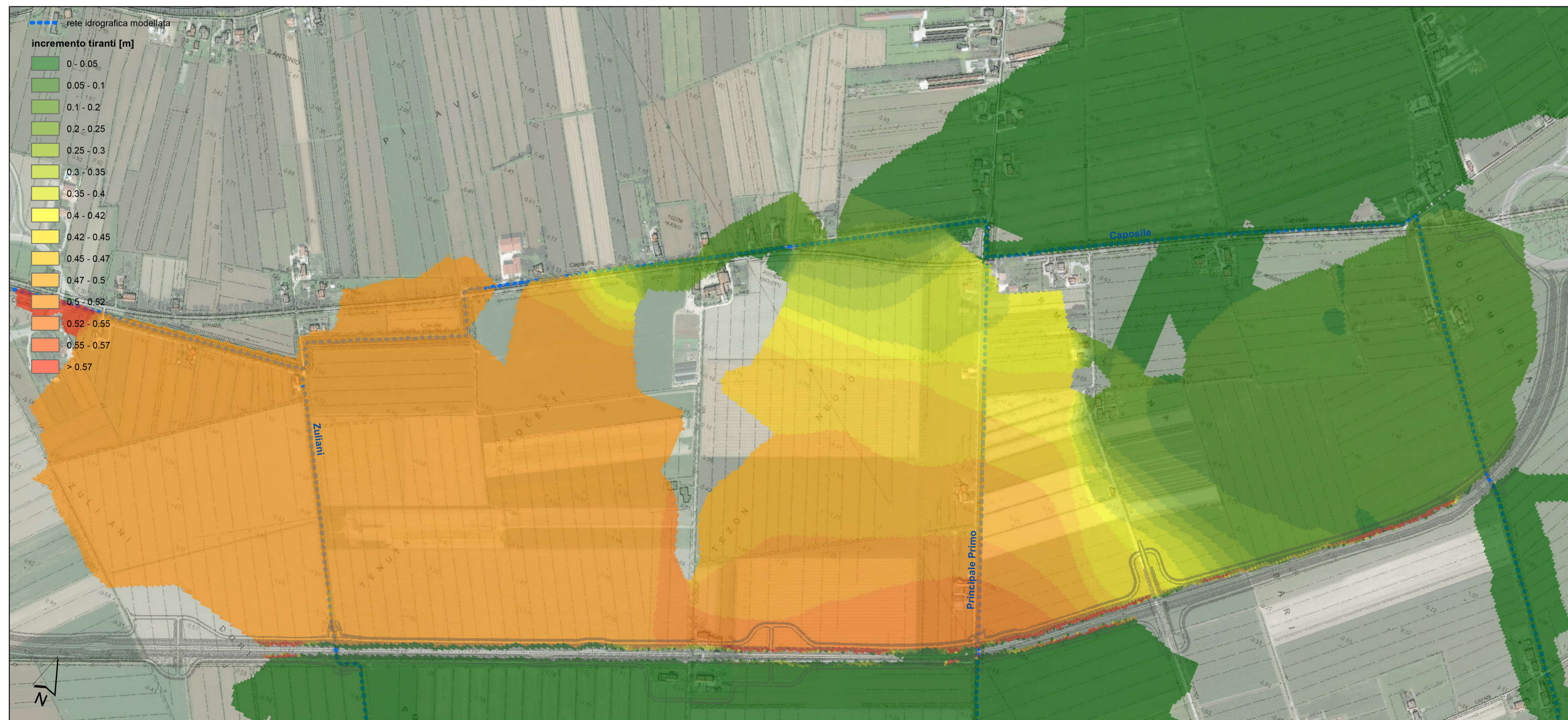
KEYPLAN



IDROGRAMMA DI PIENA -fiume Piave-



Incremento tiranti





Anas SpA

Compartimento della viabilità per il Veneto

S.S. 14 "della VENEZIA GIULIA"

VARIANTE DI SAN DONA' DI PIAVE 3° LOTTO, DALLA ROTATORIA DI PASSARELLA E SCAVALCO DELLA ROTATORIA DI CALVECCHIA

STUDIO IDRAULICO A SUPPORTO DELLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA

IL PROGETTISTA:




Ing. Alberto Zanchettin
Arch. Romano Finotto
Ing. Emmanuele Martini
Ing. Alessio Polese

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO: IL CAPO UFFICIO PROGETTI	PROTOCOLLO	DATA
Dott. Ing. Anna Maria Nosari			OTTOBRE 2018

MAPPE AREE ALLAGABILI
CON FORMAZIONE DI BRECCIE ARGINALI

CODICE PROGETTO	NOME FILE	TAV. N.	SCALA:
	CODICE ELAB.	1.3.b	

D					
C					
B	SECONDA EMISSIONE	OTTOBRE 2018	GB	RF	AZ
A	PRIMA EMISSIONE	GIUGNO 2018	GB	RF	AZ
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO