

**S.S. 100 “di Gioia del Colle”
COMPLETAMENTO FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA DELLA S.S. 100, TRA I KM
44+500 E 52+600 (SAN BASILIO) CON SEZIONE DI TIPO B.**

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA291

RESPONSABILE INTEGRAZIONE SPECIALISTICA

Ing. Alessandro Aliotta – Ordine degli Ingegneri di Genova n° 7995 A

IL PROGETTISTA E COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Vito Capotorto – Ordine degli Ingegneri di Taranto n° 1080

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Mario Stani

(Ordine dei Geologi della Puglia n° 279)

L'ARCHEOLOGO: Dott.ssa Paola Innuzziello

Elenco MIC n. 2571 – archeologo di 1° fascia ai sensi del D.M. 244/2019

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Alberto SANCHIRICO

Progettisti



DIRETTORE TECNICO
Prof. Ing. Andrea Del Grosso



DIRETTORE TECNICO
Ing. Franz Pacher



DIRETTORE TECNICO
Ing. Primo STASI



Ing. Tommaso DI BARI
Ing. Vito CAPOTORTO



DIRETTORE TECNICO
LAND Italia Srl
Arch. Andreas KIPAR

**Idrologia e idraulica
Idrologia e Idraulica di Bacino
Relazione Idraulica**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T00ID00IDRRE02_A

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG.

ANNO

STBA0291 D 23

CODICE ELAB. T00ID00IDRRE02

A

-

A	Prima emissione	Giugno 2023	N.Petracca	P.Stasi	P.Stasi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
2.1	NTC 2018	4
2.2	PRESCRIZIONI NORMATIVE DELL'AUTORITA' DI BACINO DISTRETTUALE DELL'APPENNINO MERIDIONALE	4
3	CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA DEL RETICOLO IDROGRAFICO	7
4	MODELLAZIONE IDRAULICA LAMA SAN BASILIO	9
4.1	EQUAZIONI DI BASE PER LA COMPONENTE 1D	9
4.1.1	<i>Discretizzazione delle equazioni</i>	10
4.1.2	<i>Condizioni al contorno</i>	11
4.2	EQUAZIONI DI BASE DELLA COMPONENTE 2D	12
4.3	INTERAZIONE TRA COMPONENTI 1D-2D	12
4.4	MODELLO 2D DELLO STATO DI FATTO	13
4.5	TARATURA DEL MODELLO	14
4.1	MODELLO ACCOPPIATO 1D-2D DELLO STATO DI PROGETTO	16
5	VERIFICA IDRAULICA TOMBINI	21
6	ACQUE DI PIATTAFORMA	27
6.1	SISTEMA DI DRENAGGIO	27
6.2	ANALISI IDROLOGICA	27
6.3	VERIFICA TUBAZIONI	28
6.4	RACCOLTA IN MEZZERIA: CANALETTA GRIGLIATA.....	30
6.5	RACCOLTA A MARGINE IN TRINCEA: CUNETTA ALLA FRANCESE	30
6.6	INTERASSE EMBRICI, POZZETTI, CADITOIE	30
6.7	FOSSI DI GUARDIA	34
6.8	PRESIDI IDRAULICI PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE	35

Indice delle Tabelle e delle Figure

SOMMARIO	1
FIGURA 1-1: RETICOLO IDROGRAFICO DA CARTA IDROGEOLOGICA (DA ADB PUGLIA) - ORTOFOTO GOOGLE SATELLITE.....	3
FIGURA 2-1: STRALCIO CARTOGRAFICO PERIMETRAZIONI PAI PUGLIA.....	5
FIGURA 2-2: PERIMETRAZIONE PAI PERICOLOSITÀ IDRAULICA ZONA SAN BASILIO.....	5
FIGURA 3-1: RESTITUZIONE GRAFICA DTM CON RISOLUZIONE 1X1M DEL GEOPORTALE.....	8
FIGURA 4-1: SIMULAZIONE DELL'ALLAGAMENTO NELLO SCENARIO DELLO STATO DI FATTO TR=200 ANNI.....	14
FIGURA 4-2: SIMULAZIONE VELOCITÀ DI DEFLUSSO NELLO SCENARIO DELLO STATO DI FATTO TR=200 ANNI.....	15
FIGURA 4-3: SIMULAZIONE DELL'ALLAGAMENTO NELLO SCENARIO DELLO STATO DI FATTO TR=200 ANNI, MODELLO AFFINATO CON OSTACOLI.....	16
FIGURA 4-4: PROFILO TIRANTE IDRICO NELLO SCENARIO DELLO STATO DI PROGETTO TR=200 ANNI.....	17
FIGURA 4-5: SCHEMA SCENARIO DI PROGETTO.....	18
FIGURA 4-6: SIMULAZIONE DELL'ALLAGAMENTO NELLO SCENARIO DELLO STATO DI PROGETTO TR=200 ANNI.....	19
TABELLA 4-1: RISULTATI MODELLO IN CORRISPONDENZA DEGLI ATTRAVERSAMENTI NELLO SCENARIO DELLO STATO DI PROGETTO TR=200 ANNI.....	19
FIGURA 4-7: SIMULAZIONE DELL'ALLAGAMENTO NELLO SCENARIO DELLO STATO DI PROGETTO TR=30 ANNI.....	20
FIGURA 5-1: VERIFICA TOMBINO 1.....	22
FIGURA 5-2: VERIFICA TOMBINO 2.....	23
FIGURA 5-3: VERIFICA TOMBINO 3.....	24
FIGURA 5-4: VERIFICA TOMBINO 4.....	25
FIGURA 5-5: VERIFICA TOMBINO 5.....	26
TABELLA 6-1-1: STIMA DELLE PORTATE MASSIME PER SETTORE DI DRENAGGIO DI PIATTAFORMA.....	29
TABELLA 6-2-2: VERIFICA COLLETTORI PRINCIPALI DI PROGETTO.....	30
TABELLA 6-3: CAPACITÀ DI AFFLUSSO DELLA CARREGGIATA PER EVENTI DI PIOGGIA TR 25 ANNI.....	31
TABELLA 6-4: CAPACITÀ DI DEFLUSSO DELLE OPERE DI DRENAGGIO DI PIATTAFORMA E INTERASSI MASSIMI.....	31
TABELLA 6-5: VERIFICA DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO POZZETTI/CADITOIE.....	32
TABELLA 6-6 INTERASSI TRA ELEMENTI PUNTUALI DI RACCOLTA DELLE ACQUE.....	32
TABELLA 6-7: COEFFICIENTE PERMEABILITÀ.....	34
TABELLA 6-8 DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE PER IL TRATTAMENTO DI DISSABBIATURA.....	36
TABELLA 6-9 DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DEI BACINI DI DISPERSIONE PER INFILTRAZIONE AL SUOLO.....	37

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica fa parte degli elaborati dello Studio di Compatibilità Idraulica allegati al Progetto Definitivo dei lavori per il “Completamento funzionale e messa in sicurezza della SS100, tra i Km 44+500 e 52+600 (San Basilio) con sezione di tipo B”.

In particolare, illustra le principali analisi svolte, sia sui singoli corsi d'acqua intersecati dal tracciato stradale al fine delle verifiche idrauliche delle opere d'arte in progetto, sia a livello di area vasta.

Il tracciato stradale, infatti, si sviluppa in direzione NO-SE lungo un territorio caratterizzato da un reticolo idrografico che si estende in direzione NE-SO, determinando interferenze puntuali con n.6 corsi d'acqua meglio definiti Lama. In corrispondenza della parte terminale dell'intervento in progetto, la SS100 interferisce con Lama San Basilio, il corso d'acqua che sottende il bacino idrografico più esteso e che attualmente genera vaste aree di allagamento.

Lo studio idraulico andrà ad accertare la compatibilità idraulica dell'infrastruttura ai sensi del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) vigente e ne valuterà l'incidenza rispetto alle aree a pericolosità idraulica interferite.

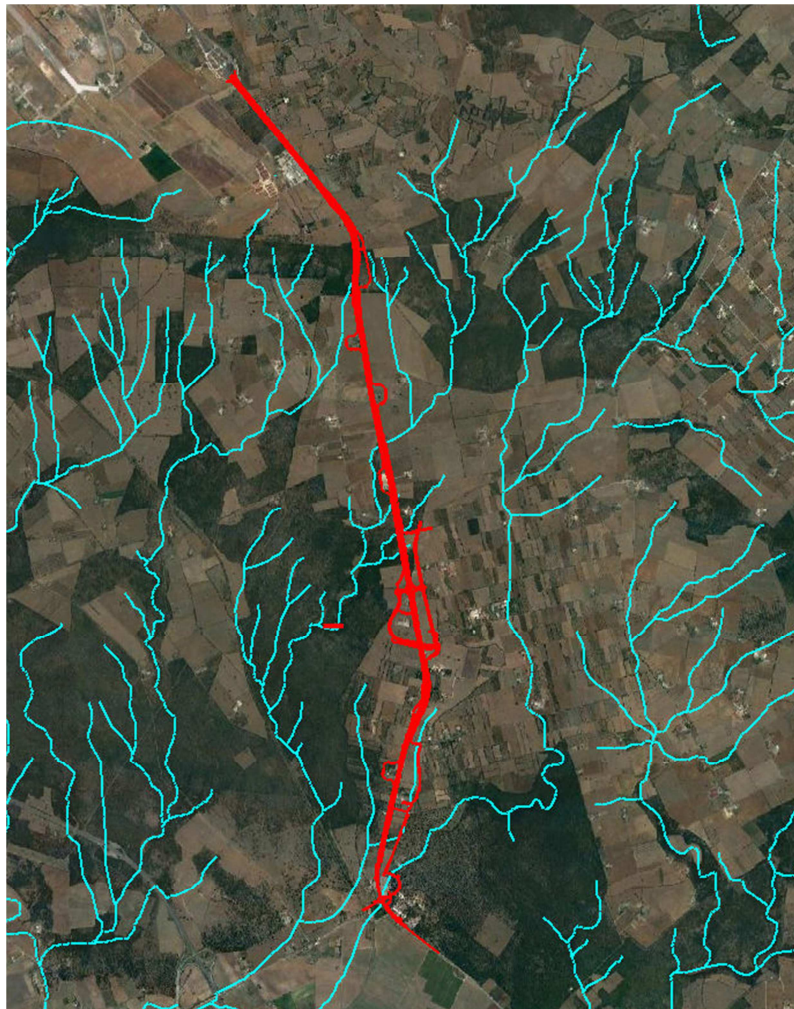


Figura 1-1: Reticolo idrografico da Carta Idrogeomorfologica (da AdB Puglia) - Ortofoto Google satellite

Per quanto attiene alle analisi idrologiche finalizzate alla definizione delle piene di riferimento dei vari corsi d'acqua interferiti si fa riferimento a quanto riportato nella Relazione Idrologica (elab. T00ID00IDRRE01A).

Le verifiche idrauliche, sia quelle 1D-monidimensionali che 2D-bidimensionali, sono state condotte per tempo di ritorno T_R pari a 200 anni, per quanto attiene le verifiche inerenti la gestione delle acque di piattaforma, si è fatto riferimento ad un tempo di ritorno T_R pari a 25 anni.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 NTC 2018

Per la redazione del progetto si fa riferimento alle normative vigenti e alle relative istruzioni (D.M. 17/01/18 “Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”). In merito agli aspetti di compatibilità idraulica si fa riferimento ad un tempo di ritorno T_R pari a 200 anni ($T_R = 200$).

Per quanto concerne il franco idraulico, definito come distanza liquida di progetto immediatamente a monte del manufatto e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza tra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo.

Nel caso di tombini in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m³/s, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0.50 m.

2.2 PRESCRIZIONI NORMATIVE DELL'AUTORITÀ DI BACINO DISTRETTUALE DELL'APPENNINO MERIDIONALE

L'Autorità di Bacino regionale della Puglia ha adottato con Deliberazione n. 25 del Comitato Istituzionale del 15 dicembre 2004 il Piano di bacino della Puglia, stralcio “Assetto Idrogeologico” e relative Norme Tecniche di Attuazione.

Il PAI, ai sensi dell'articolo 17 comma 6 ter della Legge 18 maggio 1989, n. 183, ha valore di piano territoriale di settore e rappresenta lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo attraverso il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo ricadente nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia.

Le finalità del PAI sono realizzate dall'Autorità di Bacino della Puglia e dalle altre amministrazioni competenti, mediante:

- a) la definizione del quadro della pericolosità idrogeologica in relazione ai fenomeni di esondazione e di dissesto dei versanti;
- b) la definizione degli interventi per la disciplina, il controllo, la salvaguardia, la regolarizzazione dei corsi d'acqua e la sistemazione dei versanti e delle aree instabili a protezione degli abitati e delle infrastrutture, indirizzando l'uso di modalità di intervento che privilegino la valorizzazione ed il recupero delle caratteristiche naturali del territorio;
- c) l'individuazione, la salvaguardia e la valorizzazione delle aree di pertinenza fluviale;
- d) la manutenzione, il completamento e l'integrazione dei sistemi di difesa esistenti;
- e) la definizione degli interventi per la difesa e la regolarizzazione dei corsi d'acqua;
- f) la definizione di nuovi sistemi di difesa, ad integrazione di quelli esistenti, con funzione di controllo dell'evoluzione dei fenomeni di dissesto e di esondazione, in relazione al livello di riduzione del rischio da conseguire.

All'interno del territorio di propria competenza, il PAI individua e perimetra:

- aree ad alta pericolosità idraulica (A.P.): porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno inferiore o pari a 30 anni;
- aree a media pericolosità idraulica (M.P.): porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno compreso tra 30 e 200 anni;
- aree a bassa pericolosità idraulica (B.P.): porzione di territorio soggette ad essere allagate per eventi di piena con tempo di ritorno compreso tra 200 e 500 anni.

Il territorio oggetto di indagine si caratterizza per la presenza di zone perimetrate a pericolosità idraulica con le quali l'infrastruttura viaria interferisce, come si evince dallo stralcio cartografico delle mappe di allagabilità allegato al PAI e riportato in Figura 2-2:

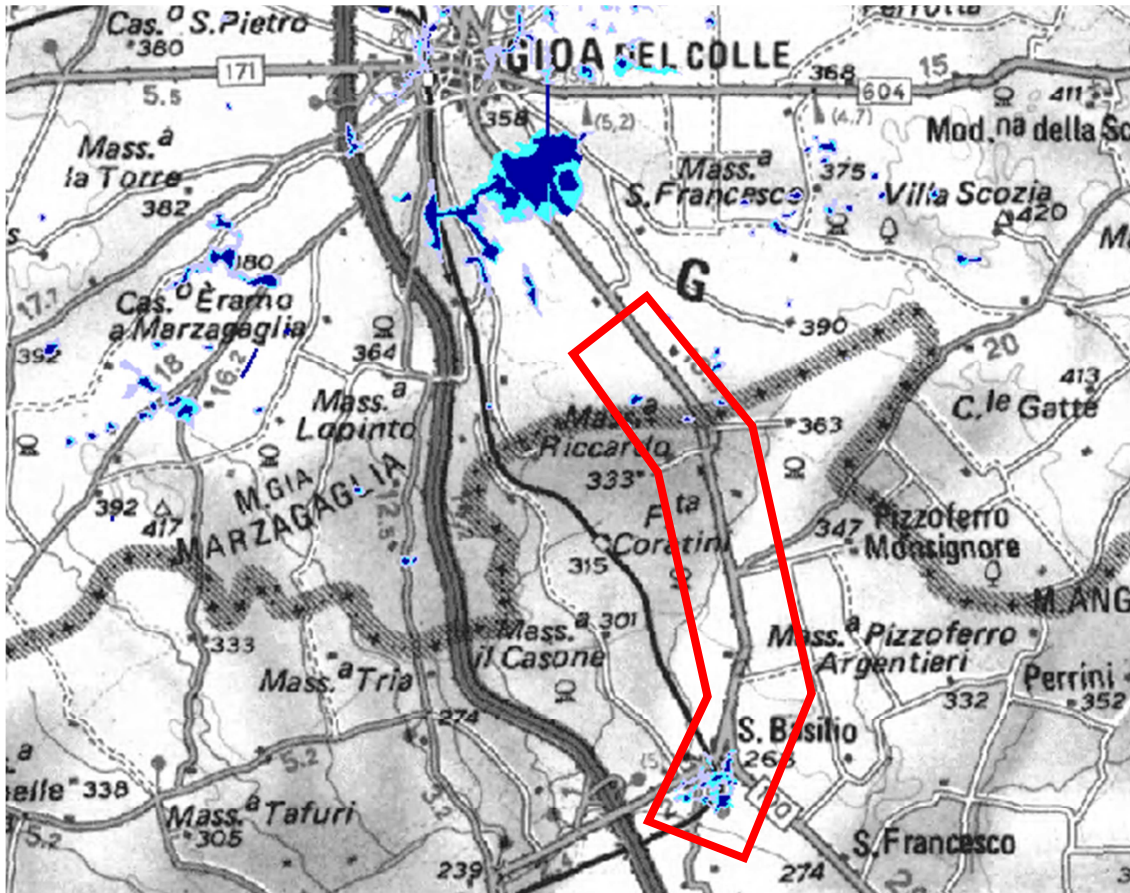


Figura 2-1: Stralcio cartografico Perimetrazioni PAI Puglia

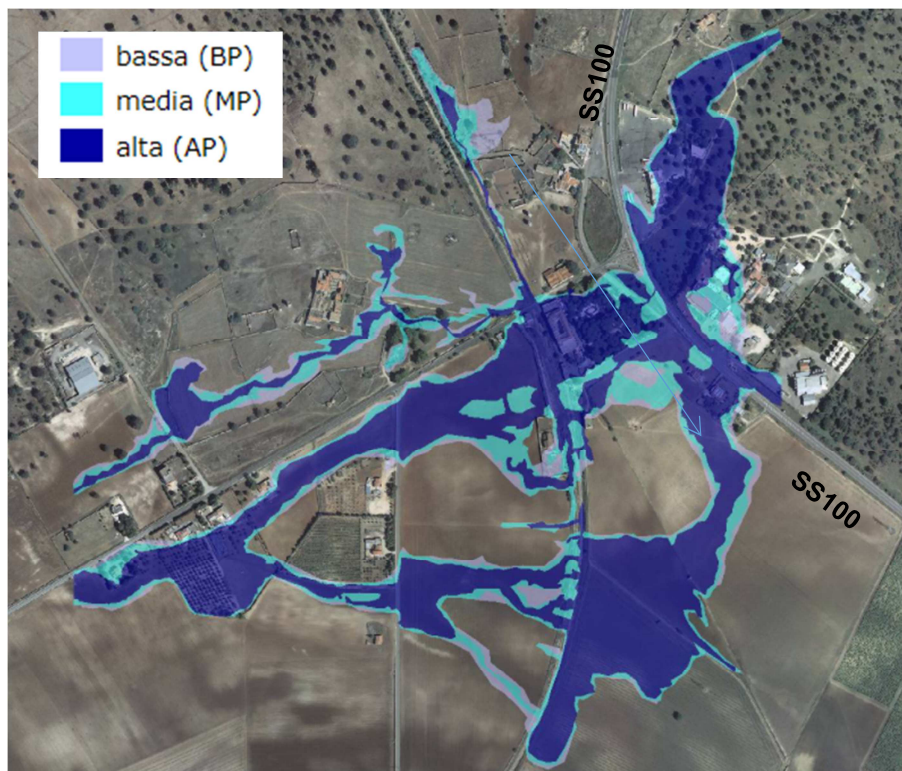


Figura 2-2: Perimetrazione PAI Pericolosità idraulica zona San Basilio

Come risulta evidente dalle mappe del rischio idraulico del PAI e dalle verifiche condotte nel presente progetto, il funzionamento idraulico per tempi di ritorno di 200 anni dell'area del bacino della Lama San Basilio in corrispondenza dell'infrastruttura di progetto, evidenzia una condizione di rischio idraulico generalizzato, con allagamenti diffusi e tracimazione dell'asse stradale esistente.

La compatibilità del progetto al Piano è vincolata dal rispetto delle prescrizioni previste dagli articoli 4, 6, 7, 8, e 9 delle NTA. In particolare, l'intervento deve essere tale da:

- migliorare o comunque non peggiorare le condizioni di funzionalità idraulica;
- non costituire in nessun caso un fattore di aumento della pericolosità idraulica né localmente, né nei territori a valle o a monte, producendo significativi ostacoli al normale deflusso delle acque ovvero causando una riduzione significativa della capacità di invaso delle aree interessate;
- non costituire un elemento pregiudizievole all'attenuazione o all'eliminazione delle specifiche cause di rischio esistenti;
- non pregiudicare le sistemazioni idrauliche definite né la realizzazione degli eventuali interventi previsti dalla pianificazione di bacino o dagli strumenti di programmazione provvisoria ed urgente;
- limitare l'impermeabilizzazione superficiale del suolo impiegando tipologie costruttive e materiali tali da controllare la ritenzione temporanea delle acque anche attraverso adeguate reti di regimentazione e di drenaggio.

A tale riguardo, l'analisi idraulica ante e post operam della zona della Lama San Basilio è stata condotta preliminarmente con l'implementazione di un modello idraulico bidimensionale in moto vario per simulare la modalità con cui l'onda di piena tracima ed inonda le aree circostanti, e successivamente è stata realizzata la verifica degli attraversamenti idraulici di progetto con un modello accoppiato mono – bidimensionale sempre in moto vario.

Il dimensionamento dei tombini idraulici previsti in corrispondenza delle altre cinque interferenze con il reticolo idrografico, è stata invece condotta con l'ausilio dell'applicativo *Hydraflow Express Extension* per *Autodesk Civil 3D* che consente di verificare idraulicamente i manufatti secondo il metodo *HDS-5* dell'*FHWA* (*Hydraulic Design of Highway Culverts*).

3 CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA DEL RETICOLO IDROGRAFICO

Per poter effettuare una modellazione idraulica di un corso d'acqua, sia essa di tipo monodimensionale o bidimensionale, in grado di interpretare quanto più correttamente e dettagliatamente il reale comportamento di un fiume in diverse condizioni di regime idraulico, è necessario disporre di dati relativi all'assetto geometrico, con riferimento sia all'alveo inciso che alle aree golenali, nonché alle opere presenti.

Nel presente studio, i modelli idraulici sono stati implementati utilizzando le seguenti fonti di informazioni topografiche:

- Cartografia aerofotogrammetrica;
- DTM con maglia 1x1m del Geoportale Nazionale;

Le cartografie a scala minore (CTR e aerofotogrammetria), così come l'impiego di immagini satellitari, sono servite per una più precisa localizzazione degli elementi esistenti e degli interventi in progetto durante la modellazione, e per un ulteriore confronto incrociato della qualità delle differenti basi topografiche, a diversa scala cartografica e risalenti a momenti differenti.

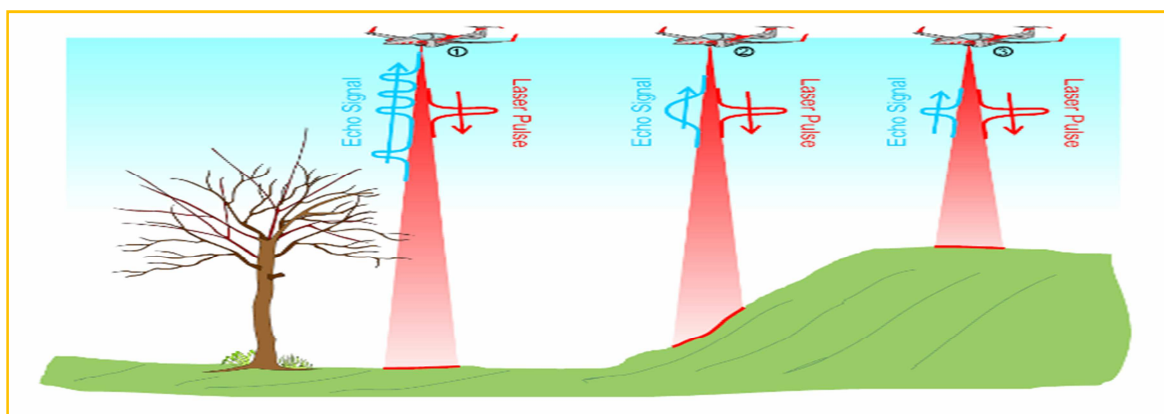
Il DTM verificato e integrato con tutti i contributi è stato utilizzato come base per l'implementazione della modellazione idraulica monodimensionale e bidimensionale.

L'intera area interessata dagli interventi di progetto rientra nell'ambito dell'Accordo di Programma tra Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (MATTM), Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile (DPC) e Ministero della Difesa (MD) d'intesa con le Regioni e le Province Autonome che ha permesso di redigere il Piano Straordinario di Telerivamento Ambientale (PST-A), ai sensi della legge 179 del 31 luglio 2002 art. 27, con l'obiettivo di rendere disponibile e condivisibile un Data-Base rappresentativo del territorio Nazionale ad altissima risoluzione.

Il progetto del Ministero ha previsto l'acquisizione di dati prodotti da Telerilevamento con tecnica Laser-scanning LIDAR (da piattaforma aerea) e con tecnica interferometrica (da piattaforma satellitare) e la conseguente catalogazione di tali dati nella Banca Dati del Geoportale Nazionale.

La tecnica di rilievo con Laser Scanner anche conosciuta come LIDAR (LIght Detection And Ranging) permette di ricavare indirettamente la quota del terreno, misurando il tempo di invio e ricezione dell'impulso emesso dal sensore laser posizionato sull'aereo e riflesso dal terreno. La strumentazione che rileva la distanza relativa tra target e sensore, abbinata con la piattaforma di posizionamento IMU (GPS+INS), permette la georeferenziazione 3D dei punti rilevati.

La particolare tecnologia LIDAR filtra i punti relativi al terreno e quelli relativi agli "oggetti" presenti sul terreno; misurando la coltre vegetativa e penetrando fino al suolo, si ottengono informazioni sul terreno e sulle quote, con un'accuratezza centimetrica. Infatti, il DTM presenta un'accuratezza altimetrica corrispondente ad un errore inferiore ± 15 cm, mentre per l'accuratezza planimetrica l'errore deve essere contenuto entro ± 30 cm. Esso costituisce quindi il supporto principale delle attività di modellazione idraulica per la perimetrazione delle aree di potenziale esondazione dei principali corsi d'acqua e per la modellazione idrologica e di individuazione delle aree maggiormente esposte a pericolo in caso di eventi alluvionali.



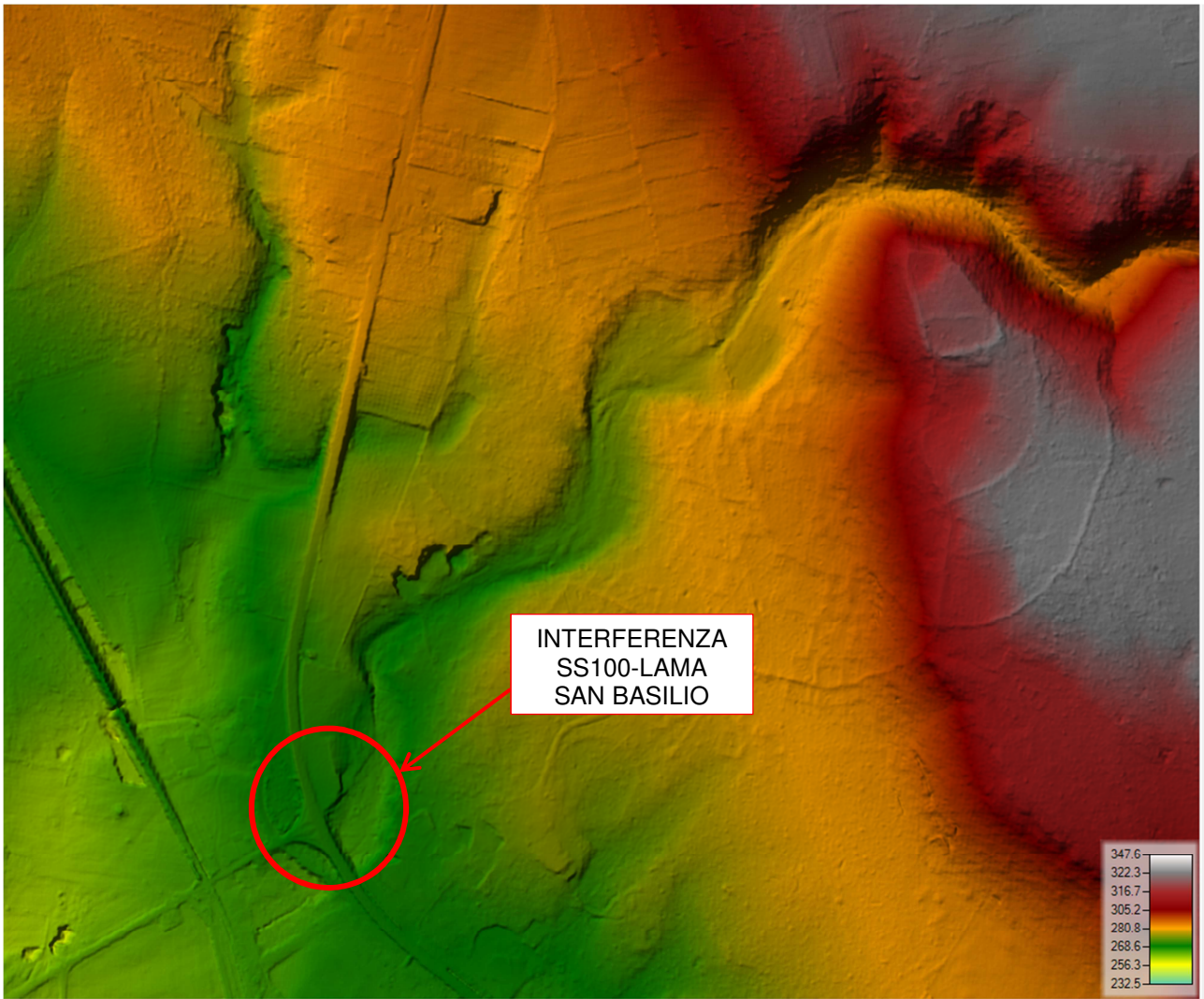


Figura 3-1: Restituzione grafica DTM con risoluzione 1x1m del Geoportale

4 MODELLAZIONE IDRAULICA LAMA SAN BASILIO

Le simulazioni del sistema idraulico oggetto di studio e ricadente nel bacino della Lama San Basilio sono state eseguite con il software *Infoworks ICM* sviluppato dalla *HR Wallingford*.

ICM è utilizzato per la verifica e progettazione di sistemi idraulici complessi in regime di moto vario, di tipo:

- monodimensionale (1D) per lo studio della propagazione dell'onda di piena in alveo;
- bidimensionale (2D) per lo studio della propagazione dell'allagamento in aree su cui è definita una maglia di elementi triangolari generati sulla base di un modello digitale del terreno (DTM);
- accoppiato 1D-2D in cui si fonde la modellazione monodimensionale nel canale e quella bidimensionale nelle aree limitrofe inondabili.

Per il calcolo in moto vario bidimensionale, *Infoworks ICM* utilizza il metodo dei volumi finiti. Nei modelli idraulici misti 1D-2D l'ambiente monodimensionale viene impostato lungo tutto l'alveo, mentre le aree inondabili adiacenti vengono trattate in due dimensioni. La connessione tra l'alveo e la zona 2D è costituita dalle connessioni spondali.

4.1 EQUAZIONI DI BASE PER LA COMPONENTE 1D

Il moto idraulico all'interno degli elementi monodimensionali che lavorano a pelo libero, vengono risolte con l'integrazione delle equazioni di De Saint Venant:

Equazione di conservazione della massa:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

Equazione della conservazione della quantità di moto:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0$$

dove:

q : eventuale portata in ingresso (lateral inflow)

A [m²] : area della sezione liquida

Q [m³/s] : portata

x [m] : ascissa lungo l'asse del singolo tratto

t [s] : tempo

g [m/s²] : accelerazione di gravità

H [m] : carico piezometrico (z+h)

z [m] : quota di scorrimento

h [m] : livello idrico

S_f [m/m] : pendenza motrice $S_f = \frac{Q*|Q|}{K^2}$

dove K e la cosiddetta "conveyance" definita in funzione del coefficiente di Manning:

$$K^2 = \frac{A^2 * R^{\frac{4}{3}}}{n^2} \quad \text{e} \quad R = \frac{A}{P}$$

dove:

R [m] : raggio idraulico

P [m] : perimetro bagnato

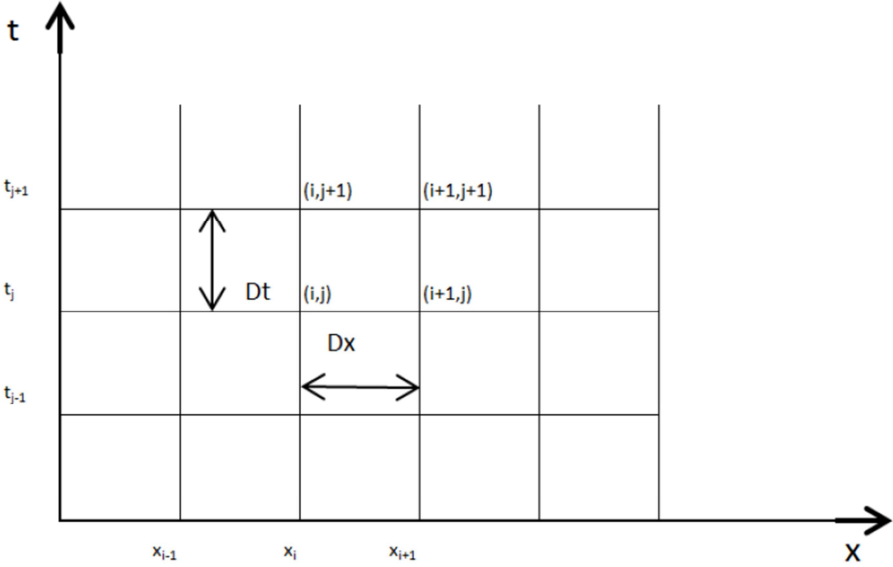
n : coefficiente di scabrezza di Manning

Per integrare le equazioni, esse vengono opportunamente semplificate e linearizzate in modo tale che il sistema possa essere risolto con la teoria delle matrici. Lo schema di linearizzazione utilizzato è quello dei 4 punti di Priessmann ed il risolutore è quello di Newton-Raphson.

La metodologia di calcolo in moto vario tiene conto anche dei volumi in gioco ma anche dell'effetto laminazione che si verifica quando l'onda di piena si attenua riempiendo i volumi disponibili in alveo.

4.1.1 Discretizzazione delle equazioni

infoworks, per la discretizzazione delle equazioni di De Saint Venant, utilizza lo schema implicito di Preissmann di seguito riportato:



la funzione *f* o le sue derivate continue nel tempo e nello spazio possono essere discretizzate come segue:

$$f(x, t) = \frac{1}{2} * [\vartheta * (f_{i+1}^{j+1} + f_i^{j+1}) + (1 - \vartheta) * (f_{i+1}^j + f_i^j)]$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{1}{Dx} * [\vartheta * (f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1}) + (1 - \vartheta) * (f_{i+1}^j - f_i^j)]$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{2 * Dt} * [\vartheta * (f_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^j) + (f_i^{j+1} - f_i^j)]$$

Dove:

ϑ è un coefficiente che varia da 0.5 a 1

f_i^j è il valore della funzione *f* valutata al punto (xi, tj)

In base a tali assunzioni le equazioni di De Saint Venant possono essere trasformate nella forma lineare:

$$a * Q_i^{j+1} + b * H_i^{j+1} + c * Q_{i+1}^{j+1} + d * H_{i+1}^{j+1} = e$$

i valori a, b, c, d ed e sono calcolati per ciascuna iterazione e ciascun nodo del canale aperto e dipendono dalle variabili calcolate all'iterazione precedente. La matrice dei coefficienti viene quindi invertita per risolvere il set di equazioni simultanee per Q e H alle iterazioni successive.

4.1.2 Condizioni al contorno

Condizioni esterne

Le condizioni al contorno sono costituite da una relazione portata-tempo, livello-tempo o livello portata (scala di deflusso). Al fine di una corretta risoluzione delle equazioni (stabilità di calcolo) risultano più significative le seguenti condizioni:

- idrogramma delle portate a monte e curva dei livelli a valle
- idrogramma delle portate a monte e scala di deflusso a valle

Condizioni interne

Nello schema monodimensionale di un corso d'acqua i singoli tratti sono separati da condizioni interne che possono essere sezioni di controllo, serbatoi, perdite concentrate o nodi (biforcazioni o confluenze). Tali condizioni impongono la determinazione di una relazione tra livelli e portate.

Sezioni di controllo

Una gran varietà di strutture può essere usata come sezione di controllo in canali aperti, ciascuna delle quali impone una differente relazione tra portata e livello. Per il moto a pelo libero la forma generale dell'equazione risulta:

$$Q = a * h^b$$

dove:

h è la profondità dell'acqua

a è un coefficiente dipendente dal tipo di sezione di controllo (structure)

b è un coefficiente generalmente maggiore o uguale a 1.5 per gli stramazzi e maggiore o uguale a 0.5 per efflusso sotto luci a battente

InfoWorks è in grado di modellare una serie di tipologie di stramazzo usando equazioni empiriche o semi-empiriche ricavate dalla letteratura. Tali strutture possono essere simulate nelle condizioni di assenza di portata (es. paratoia chiusa), oppure con flusso libero o rigurgitato.

La paratoia mobile può essere simulata per diverse condizioni di flusso come quelle di stramazzo, quando è totalmente chiusa e sormontabile dall'acqua, o di luce di fondo con efflusso libero o rigurgitato quando è parzialmente aperta, o per la combinazione di entrambe le condizioni. Il programma consente di regolare automaticamente l'apertura di una paratoia durante la simulazione nei modi seguenti:

- secondo una funzione del tempo prestabilita;
- in funzione dei livelli del pelo libero a monte o a valle.

I tipi di paratoia mobile disponibili in InfoWorks sono quelle verticali o radiali.

Il modello consente inoltre di impostare per le sezioni di controllo una generica scala di deflusso al di fuori delle equazioni standard associate ad una determinata struttura.

Perdite localizzate

Le perdite di carico concentrate causate da una repentina variazione delle condizioni geometriche quali ad esempio un brusco restringimento o allargamento delle sezioni di deflusso sono schematizzate mediante l'applicazione dell'equazione di Bernoulli che lega le perdite al carico cinetico di monte:

$$DH = k * \frac{V^2}{2 * g}$$

dove *k* è un coefficiente empirico funzione del tipo di variazione.

I ponti sono simulati usando il metodo dell'US Bureau of Public Road (US BPR Bridge) oppure l'Arch Bridge Method sviluppato da HR Wallingford.

Nodi (biforcazioni e confluenze)

In InfoWorks i nodi (junctions) vengono risolti imponendo l'uguaglianza dei carichi e la conservazione della massa (equilibrio tra portate entranti e uscenti) applicando la legge di Kirchoff alle portate.

4.2 EQUAZIONI DI BASE DELLA COMPONENTE 2D

Le principali caratteristiche della componente 2D sono:

- formulazione del volume limitato (finite volume)
- risoluzione numerica basata sullo schema di Godunov e sulla soluzione di Riemann (Shockcapturing scheme)
- uso di una maglia non strutturata (unstructured mesh)

Il flusso 2D viene rappresentato mediante un algoritmo matematico basato sull'equazione delle acque basse (Shallow Water Equation) relativo all'altezza media che si ricava dalle equazioni di Navier-Stokes:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q_{1D}$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = S_{0,x} - S_{f,x} + q_{1D} * u_{1D}$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \left(hv^2 + \frac{1}{2}gh^2 \right) = S_{0,y} - S_{f,y} + q_{1D} * v_{1D}$$

Dove:

h altezza dell'acqua

u e *v* velocità nelle direzioni *x* e *y*

S_{0,x} e *S_{0,y}* pendenze dell'alveo nelle direzioni *x* e *y*

S_{f,x} e *S_{f,y}* gli attriti nelle direzioni *x* e *y*

q_{1D} portata per unità di area

u_{1D} e *v_{1D}* componenti di velocità della portata *q_{1D}* nelle direzioni *x* e *y*

SWE assume che il flusso è prevalentemente orizzontale e che la variazione della velocità sopra la coordinata verticale può essere trascurata.

La gestione della cella bagnata ed asciutta è eseguita utilizzando come criterio una profondità di soglia ed impostando la velocità a zero se la profondità ricade sotto tale valore di soglia.

Tale criterio evita la generazione di elevate velocità artificiali in aree bagnate e/o asciutte.

Il valore di default per la profondità di soglia è 1mm.

Questo algoritmo può essere utilizzato teoricamente sia con maglie strutturate (rettangolari) che non strutturate (triangolari) ed è adatto per rappresentare flussi rapidamente variabili, nonché correnti veloci e lente.

In *InfoWorks ICM* si utilizzano le maglie non strutturate perché sono molto più flessibili e di facile utilizzo quando si vogliono rappresentare forme e ostacoli complessi presenti nel dominio.

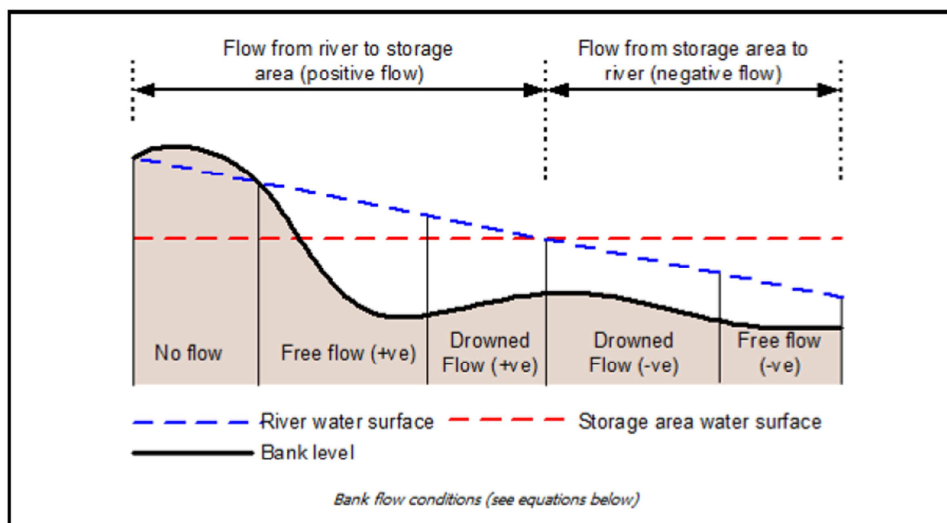
4.3 INTERAZIONE TRA COMPONENTI 1D-2D

Il modello idraulico misto, consente di collegare la componente monodimensionale caratteristica dell'alveo con la componente bidimensionale delle aree inondabili adiacenti ad esso.

L'interfaccia tra alveo e zona 2D può avvenire con:

- linee spondali
- sfiori frontali
- nodi

Le linee spondali rappresentano un confine ideale tra l'alveo inciso 1D e la golena 2D. Le linee spondali vengono rappresentate con delle polilinee a quota variabile lungo il loro percorso. Il flusso sopra le sponde è modellato come deflusso su sfioratore laterale a funzionamento libero o rigurgitato in funzione dei tiranti idrici in alveo e dei battenti nella zona 2D



l'equazione che regola lo stramazzo in parete grossa è:

$$Q = C_d b h^{1.5}$$

il valore del coefficiente di deflusso C_d varia da 1.7 a 1.85 poiché nella formulazione anglosassone è moltiplicato per $\sqrt{2g}$ (il corrispettivo nella formulazione italiana è compreso tra 0.37 e 0.41). Il coefficiente deve essere ridotto se il deflusso avviene inizialmente su strutture in calcestruzzo e successivamente su argini in terreno naturale. Da fonti presenti in letteratura, si consiglia di usare valori di C_d compresi tra 1.7 e 1.0, ma per modellare il flusso su un terreno naturale, possono essere adottati anche valori inferiori ad 1, per tener conto anche delle perdite di carico per attrito che avvengono per il passaggio al di sopra della linea spondale.

Gli sfiori frontali si utilizzano, invece, quando si vuole interrompere un modello 1D di un fiume e trasferire tutto l'idrogramma di portata sul dominio 2D o viceversa; mentre i nodi sono degli elementi puntiformi in cui può avvenire lo scambio di portata tra il dominio 1D e quello bidimensionale.

4.4 MODELLO 2D DELLO STATO DI FATTO

Il modello bidimensionale di dettaglio dell'area di studio, nello scenario dello stato di fatto, è stato implementato su un'area di circa 294.1 ha. Per esaminare con maggiore accuratezza le zone che presentano geometrie particolari (discontinuità spaziali, restringimenti, bruschi cambi di direzione o elevazione), senza però appesantire eccessivamente l'onere computativo del modello, si è deciso di utilizzare una discretizzazione della maglia di calcolo variabile in base al grado di dettaglio necessario per la precisa caratterizzazione del campo di moto del corso d'acqua. Nello specifico, il dominio di calcolo 2d è caratterizzato da una superficie con maglia di calcolo compresa tra un minimo di 1 e un massimo di 3 m², con massima variazione in altezza di 0.1 m e minimo angolo interno degli elementi triangolari pari a 25°.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno ed i parametri di calcolo, è stato specificato:

- La condizione al contorno di portata in ingresso al sistema, definita dall'idrogramma di piena riferito al tempo di ritorno duecentennale, caratterizzato da una portata di picco pari a 73.61 m³/s;
- Si ipotizza che all'inizio dell'evento di piena, il sistema sia completamente asciutto;
- Si impone che in uscita dal dominio di modellazione si verifichi un livello di moto uniforme assumendo che:
 - la pendenza del terreno bilanci le forze d'attrito;
 - l'altezza e la velocità vengono mantenute costanti quando l'acqua raggiunge il confine, in modo che l'acqua possa defluire al di fuori del dominio 2D senza perdite di carico.

L'ipotesi di moto uniforme è compatibile con le dinamiche fluviali che si stanno analizzando e comunque non interferisce con l'infrastruttura da verificare, poiché la chiusura del dominio di modellazione è sufficientemente a valle della stessa.

- d) I valori riguardanti la caratterizzazione della resistenza al moto, sono stati definiti in termini di coefficiente di Manning. Per quanto riguarda la scabrezza del dominio di calcolo, è stato assunto come rappresentativo un coefficiente $n=0.03$ [$s/m^{1/3}$], inoltre, sono state definite delle aree a scabrezza differenziata nelle zone dove è presente viabilità asfaltata e che pertanto offrono una minore resistenza al moto, assumendo un coefficiente pari a $n=0.015$ [$s/m^{1/3}$];

Le aree allagabili risultanti dalla simulazione idraulica dell'evento di piena duecentennale nello scenario dello stato di fatto sono riportate in Figura 4-1.

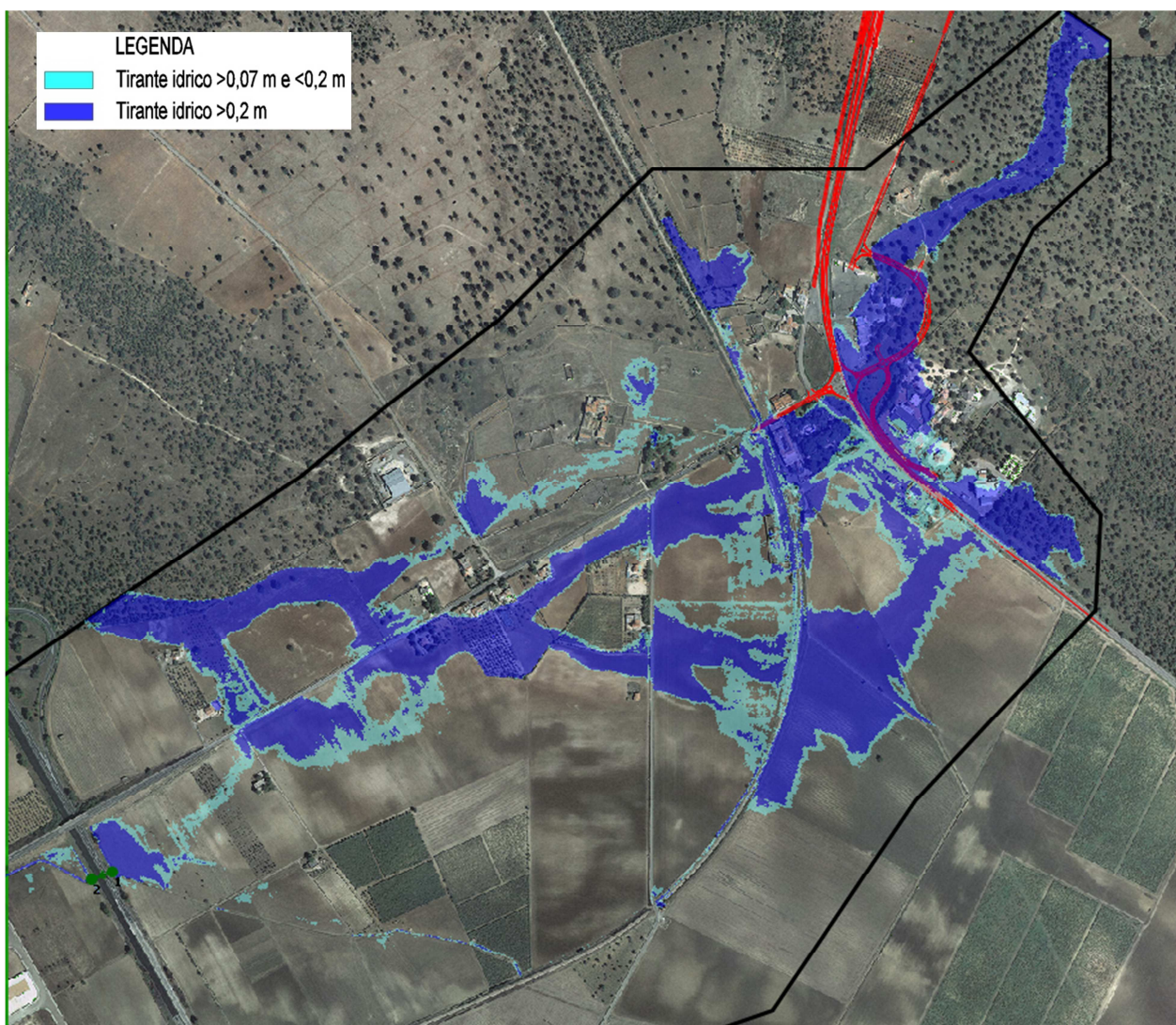


Figura 4-1: Simulazione dell'allagamento nello scenario dello stato di fatto TR=200 anni

4.5 TARATURA DEL MODELLO

Le operazioni di taratura del modello sono un'attività fondamentale per definire la capacità di rappresentare realisticamente la dinamica fluviale dell'evento di piena analizzato. Non disponendo delle quote altimetriche dei tiranti idrici in corrispondenza delle sezioni allagate, i risultati ottenuti per la simulazione ante operam sono stati confrontati con le estensioni delle aree allagabili provenienti dalla modellazione bidimensionale consultabile sulle mappe del WebGIS dell'AdB Puglia, aggiornate al 19-11-2019.

E' bene precisare che l'indicazione di allagamento di una superficie non costituisce in automatico un fattore di pericolosità ma, in particolari condizioni, la velocità del deflusso e la persistenza del fenomeno, possono creare delle situazioni di pericolo per le persone. Infatti, se si mettono a confronto due aree allagate con lo stesso tempo di ritorno, una caratterizzata da un tirante idrico di 0.1m ma da una elevata velocità ed un'altra, caratterizzata da un tirante idrico di 1m ma da un comportamento quasi statico, la prima area potrebbe diventare molto più pericolosa di quella in cui si verifica un tirante idrico maggiore.

Sulla scorta di queste considerazioni, la perimetrazione delle aree di allagamento può quindi essere attuata utilizzando degli approcci che mettano in correlazione i parametri tirante idrico e velocità, anche se l'Autorità di Bacino della Puglia non fornisce indicazioni specifiche a riguardo.

Nel caso oggetto di studio è stata quindi svolta un'analisi che tenesse in conto anche della distribuzione delle velocità sull'intero dominio di allagamento, come riportato in Figura 4-2, in cui le aree color ciano sono quelle caratterizzate da velocità molto basse, comprese tra 0.01 e 0.5 m/s.

Le operazioni di taratura relative al transito della piena duecentennale, sono state quindi condotte applicando un processo di affinamento progressivo degli scenari di simulazione, fino al momento in cui si è ritenuto plausibile non rappresentare, ai fini della pericolosità idraulica, quelle aree di allagamento caratterizzate da una velocità di deflusso inferiore ai 0.5 m/s e in contemporanea da un tirante idrico inferiore ai 0.07 m, come rappresentato in Figura 4-1.

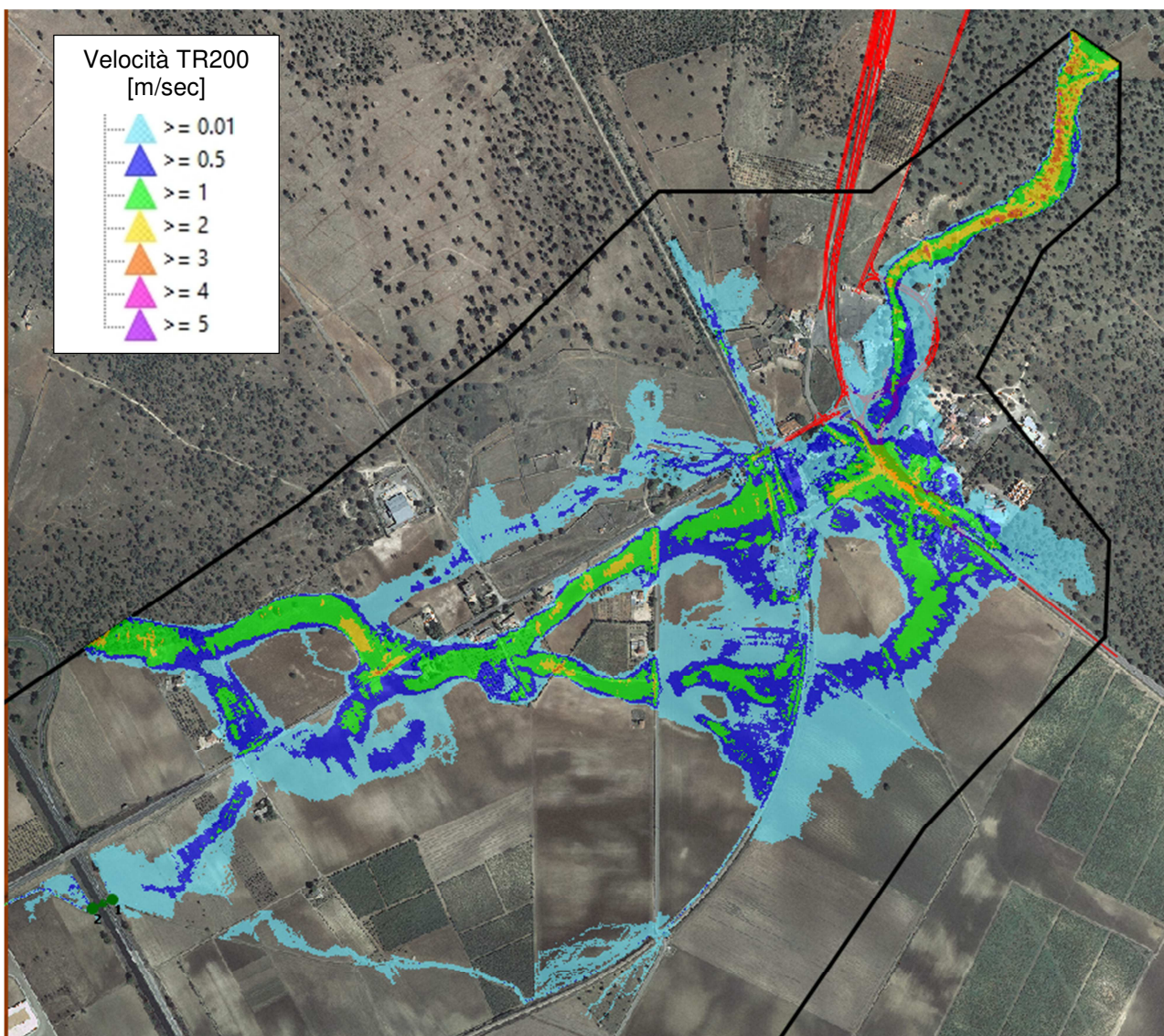


Figura 4-2: Simulazione velocità di deflusso nello scenario dello stato di fatto TR=200 anni

Dal confronto tra i risultati delle simulazioni (Figura 4-1) ed i dati ufficiali delle perimetrazioni PAI (Figura 2-2) è possibile affermare che ci sia una notevole corrispondenza in termini di aree allagate, per cui il modello è da considerare attendibile.

Il modello dello scenario dello stato di fatto è stato ulteriormente affinato, inserendo le impronte degli edifici esistenti, dei muri perimetrali con le relative altezze ed ogni ulteriore elemento costituente un ostacolo al naturale deflusso delle acque. Il risultato di questa nuova simulazione è riportato nella figura sottostante; gli scostamenti riscontrabili in termini di estensione di aree allagabili sono da imputare alla diversa triangolazione della magliatura del modello, influenzata dalla presenza degli elementi di dettaglio che solitamente vengono ignorati nelle simulazioni a scala di bacino.

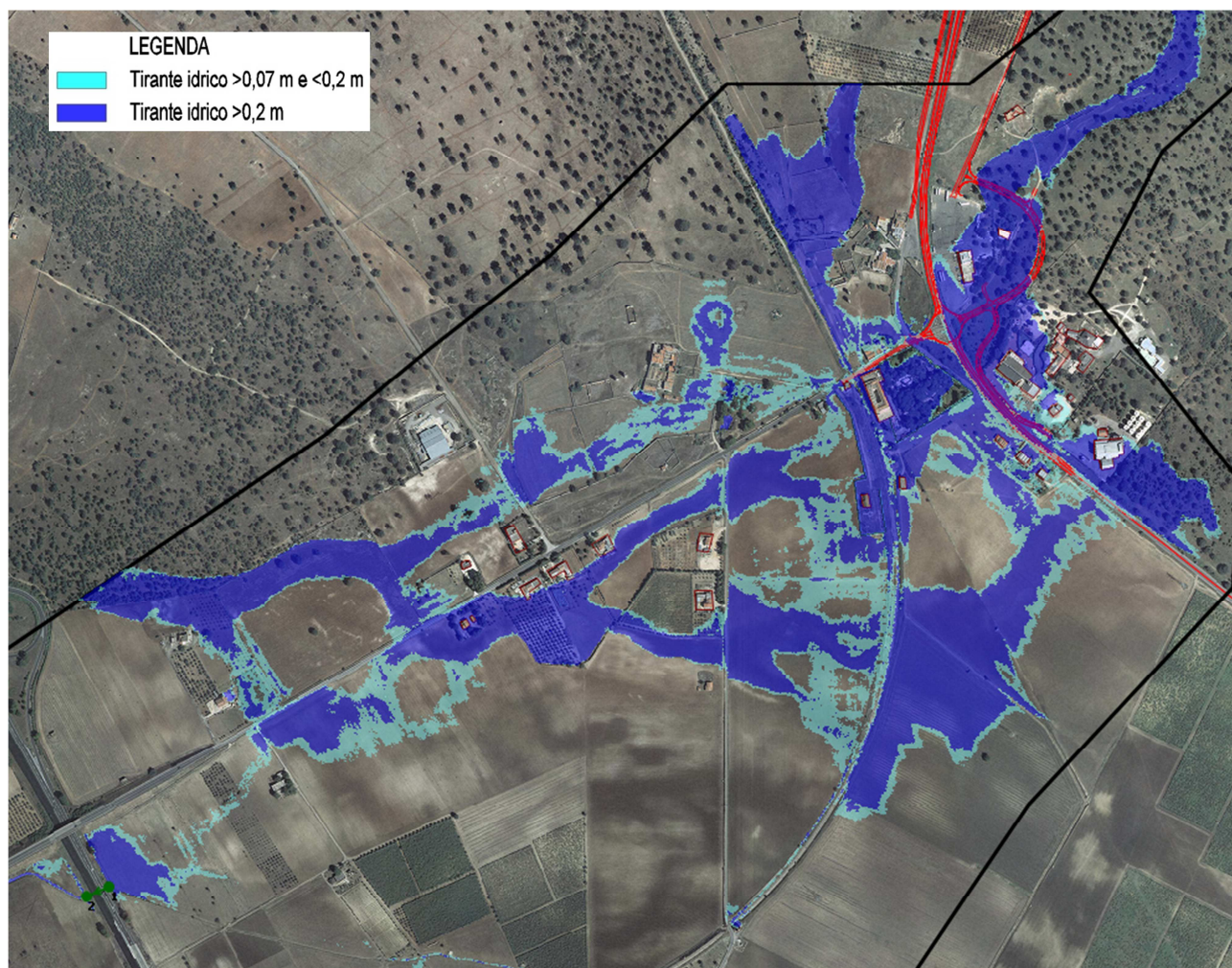


Figura 4-3: Simulazione dell'allagamento nello scenario dello stato di fatto TR=200 anni, modello affinato con ostacoli

4.1 MODELLO ACCOPPIATO 1D-2D DELLO STATO DI PROGETTO

Lo schema dello scenario di progetto è riportato in Figura 4-5. La soluzione adottata nell'area in cui verranno realizzati i tronchi stradali del nuovo svincolo San Basilio, consente di deperimetrare l'allagamento caratteristico fino ad un tempo di ritorno di 200 anni mediante la realizzazione di un canale che convoglia le acque di piena a valle delle nuove rampe di progetto che altrimenti costituirebbero una grave ostruzione al naturale deflusso, andando a peggiorare una situazione già critica in termini di allagamento.

Lo scenario di progetto prevede la realizzazione delle seguenti opere:

- risagomatura del “valletto” a monte del nuovo canale con corazzamento del fondo con massi di diametro minimo 1 metro, avente funzione di convogliamento delle acque di piena in corrispondenza dell’attraversamento stradale n°1;
- attraversamento n°1: scatolare in c.a. di dimensioni 6x6.5m, che si sviluppa linearmente per circa 27 m;
- nuovo canale di progetto: sezione rettangolare di dimensioni 6x6 m. La sezione del canale a cielo aperto si alterna con gli scatolari degli attraversamenti per uno sviluppo lineare di circa 393m con pendenza dello 0.2% (Figura 4-5);
- attraversamento n°2: scatolare in c.a. di dimensioni 6x6.5m, che si sviluppa per una lunghezza di circa 110 m in direzione del deflusso. Questo tratto tombato si è reso necessario per convogliare la portata di progetto in sicurezza nell’esiguo spazio intercorrente tra la recinzione di un parcheggio in destra idraulica ed un edificio esistente in sinistra;
- attraversamento n°3: scatolare in c.a. di dimensioni 6x6.5m che si sviluppa per circa 40 m in corrispondenza dell’interferenza con il braccio della rotatoria posto in direzione Nord-Est.
- L’opera n°4 consente di attraversare l’asse principale della SS100, collegandosi a valle con il canale di progetto a sezione trapezia. Anche in questo caso si tratta di una sezione scatolare in c.a. avente dimensioni 6x6.5m e che si sviluppa per circa 119m lineari.
- A valle dell’attraversamento della SS100, ha inizio il canale a cielo aperto a sezione trapezia con larghezza al fondo 4 m, altezza 6 m e sponde inclinate a 45°, rivestito in materassi reeno. Il canale ripercorre il tracciato della linea ferroviaria dismessa per poi scaricare a valle nel bacino di laminazione di progetto. Sia in destra che in sinistra idraulica è prevista la realizzazione di un rilevato arginale da realizzare con il materiale proveniente dallo scavo del bacino di laminazione.
- Il recapito finale è costituito da un bacino di laminazione di tipo chiuso, non rivestito e con capienza volumetrica di 200.000 m³ circa. In corrispondenza della sezione di scarico del canale, per ridurre al minimo l’azione erosiva delle portate in ingresso, è stata prevista la realizzazione di una struttura di raccordo mediante uno scivolo in c.a. rivestito in materiale antierosivo ed il corazzamento del fondo con massi posati a secco. Lo svuotamento della vasca avviene attraverso la portata dispersa dalle pareti e dal fondo vasca, nonché dalla realizzazione di 11 pozzi anidri che vanno ad attestarsi a 100 m al di sotto del piano campagna per disperdere le portate accumulate nel sottosuolo.

Le verifiche idrauliche degli attraversamenti in progetto, valutano il rispetto di un adeguato franco tra la quota del pelo libero dell’acqua e la quota sottotrave dei manufatti. Tali verifiche sono state effettuate implementando un modello accoppiato mono-bi dimensionale su *Infoworks ICM* che abbina al modulo monodimensionale per lo studio della propagazione dell’onda di piena nell’alveo un modulo bidimensionale ai volumi finiti per lo studio della propagazione dell’esonazione nelle aree allagabili esterne al corso d’acqua.

La modellazione monodimensionale ha permesso di verificare il rispetto del franco di sicurezza minimo di 1,5 m prescritto dalle NTC 2018. I valori risultanti in corrispondenza di ogni attraversamento sono riportati in Tabella 4-1.

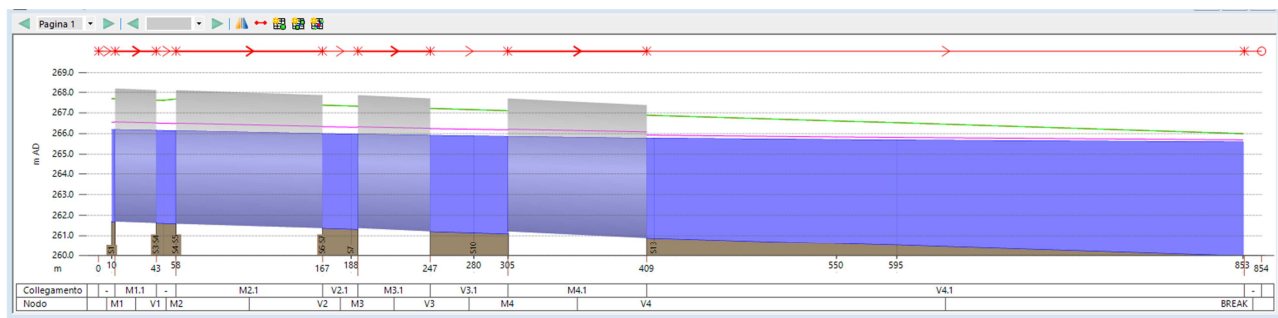


Figura 4-4: Profilo tirante idrico nello scenario dello stato di progetto TR=200 anni

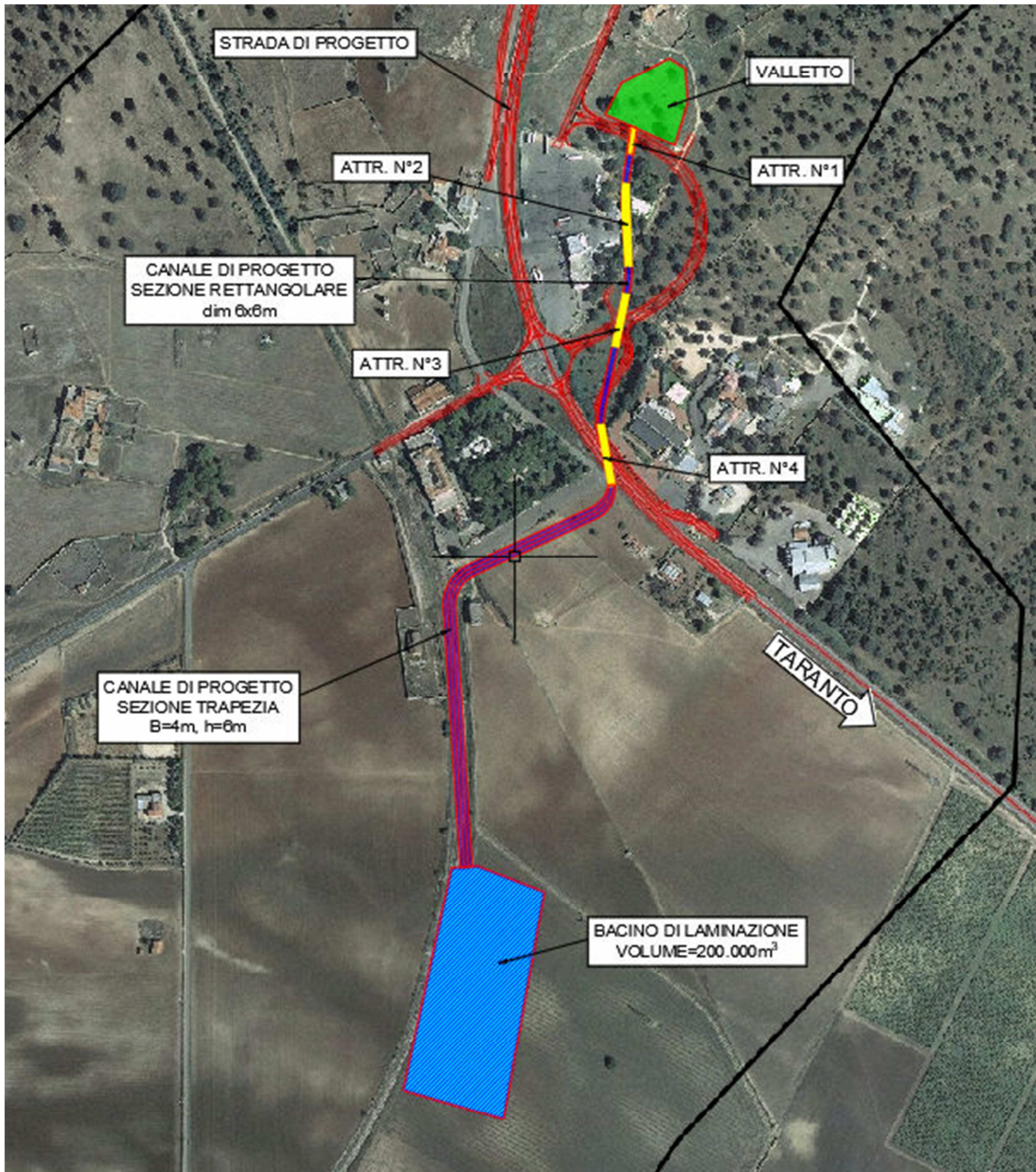


Figura 4-5: Schema scenario di progetto

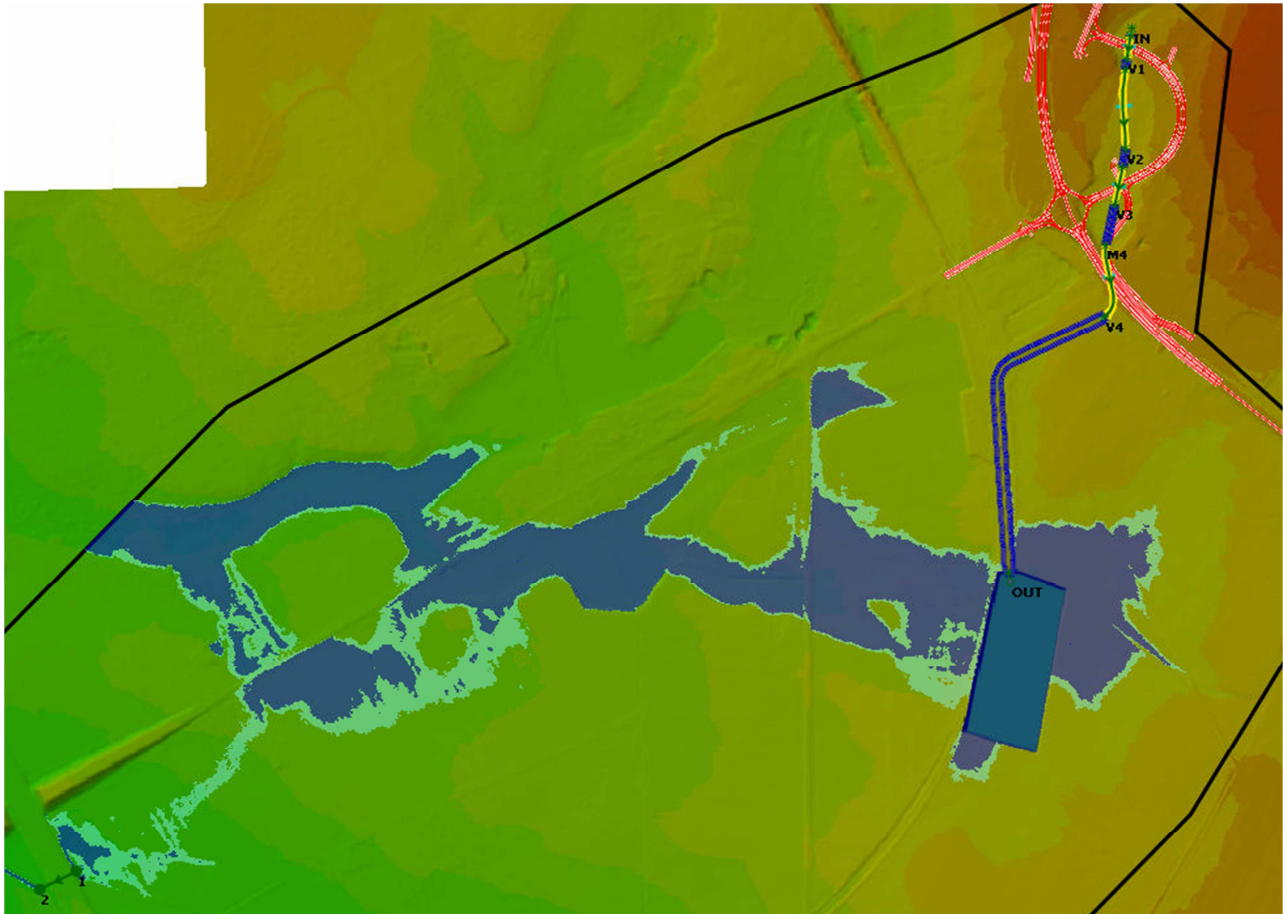


Figura 4-6: Simulazione dell'allagamento nello scenario dello stato di progetto TR=200 anni

Tabella 4-1: Risultati modello in corrispondenza degli attraversamenti nello scenario dello stato di progetto TR=200 anni

ID Nodo di Monte	ID Nodo Valle	Lunghezza (m)	ID Forma	Larghezza (mm)	Altezza (mm)	Scabrezza Manning n	Livello Scorrimento Monte (m AD)	Livello Scorrimento Valle (m AD)	Pendenza (m/m)	Max US Portata (m3/s)	US Portata Cumulata (m3)
IN	M1						261.69	261.69		73.61	755076.31
M1	V1	27.00	RECT	6000	6500	0.02	261.69	261.62	0.0022	73.61	755031.75
V1	M2						261.62	261.59		73.58	754550.06
M2	V2	109.50	RECT	6000	6500	0.02	261.59	261.38	0.0020	73.57	754287.25
V2	M3						261.38	261.32		73.52	752477.94
M3	V3	40.00	RECT	6000	6500	0.02	261.38	261.22	0.0030	73.51	751962.75
V3	M4						261.21	261.10		73.50	751009.81
M4	V4	119.40	RECT	6000	6500	0.02	261.22	260.89	0.0031	73.48	749805.44
V4	BREAK						260.89	260.00		73.45	747829.06
BREAK	OUT									73.20	733011.50

ID Nodo di Monte	ID Nodo Valle	Max US Tirante (m)	Max US Numero Froude	Max US carico totale (m AD)	Max US Velocità (m/s)	Max DS Tirante (m)	Max DS Numero Froude	Max DS carico totale (m AD)	Max DS Velocità (m/s)	Franco idraulico US (m)	Franco idraulico DS (m)
IN	M1	4.50	0.52	266.55	2.74	4.50	0.52	266.55	2.74		
M1	V1	4.50	0.53	266.57	2.79	4.52	0.53	266.52	2.77	2.00	1.98
V1	M2	4.52	0.56	266.51	2.73	4.54	0.51	266.49	2.72		
M2	V2	4.54	0.52	266.50	2.76	4.62	0.50	266.35	2.72	1.96	1.89
V2	M3	4.62	1.14	266.34	2.67	4.64	0.47	266.31	2.66		
M3	V3	4.59	0.52	266.33	2.75	4.69	0.47	266.26	2.67	1.91	1.81
V3	M4	4.69	1.27	266.24	2.62	4.76	0.45	266.18	2.59		
M4	V4	4.64	0.50	266.21	2.73	4.87	0.44	266.08	2.56	1.86	1.63
V4	BREAK	4.87	0.94	265.93	2.11	5.59	0.35	265.70	1.75		
BREAK	OUT	5.59		265.59							



Figura 4-7: Simulazione dell'allagamento nello scenario dello stato di progetto TR=30 anni

5 VERIFICA IDRAULICA TOMBINI

In corrispondenza delle interferenze tra l'infrastruttura di progetto e le linee di deflusso del reticolo idrografico, si prevede la realizzazione di tombini idraulici, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m³/s.

Il tratto di SS100 in oggetto, interferisce con il reticolo idrografico in ulteriori cinque punti oltre la Lama San Basilio, così come mostrato in Figura 1-1: Reticolo idrografico da Carta Idrogeomorfologica (da AdB Puglia) - Ortofoto Google satellite.

Le NTC2018 specificano che l'evento da assumere a base del progetto di un tombino è quello caratterizzato da un tempo di ritorno $T_R = 200$ anni, quindi, per quanto attiene alle analisi idrologiche finalizzate alla definizione delle piene di riferimento dei vari corsi d'acqua interferiti si fa riferimento a quanto riportato nella Relazione Idrologica (elaborato T00ID00IDRRE01A).

Il dimensionamento dei tombini di progetto è stato effettuato considerando l'evento con tempo di ritorno di 200 anni con l'ausilio dell'applicativo *Hydraflow Express Extension per Autodesk Civil 3D* che consente di verificare idraulicamente il manufatto secondo il metodo HDS-5 dell' *FHWA (Hydraulic Design of Highway Culverts)*.

A seguire si riporta la tabella riassuntiva dei parametri principali dei tombini e le verifiche di progetto, considerando che il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m:

	TOMBINO 1	TOMBINO 2	TOMBINO 3	TOMBINO 4	TOMBINO 5
Q200 bacino[m3/s]	21.39	0.82	2.3	1.98	4.2
L [m]	37	45	39	58	56
Qin [m]	318.6721	318.2	314.33	316.21	270.22
Qfin [m]	318.55	317.4	314.055	314.63	267.96
p [%]	0.33%	1.78%	0.70%	2.72%	4.04%
Qstrada [m]	322.61	322	321.32	322.49	276.5
Base [m]	6	1.5	1.5	1.5	1.5
Altezza [m]	2	1.5	1.5	1.5	1.5
Scabrezza n	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017
Tirante h [m]	1.21	0.31	0.64	0.56	0.93
Franco idraulico [m]	0.79	1.19	0.86	0.94	0.57
Franco minimo [m]	0.67	0.50	0.50	0.50	0.50
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK

Invert Elev Dn (m)	=	318.5500
Pipe Length (m)	=	37.0000
Slope (%)	=	0.3300
Invert Elev Up (m)	=	318.6721
Rise (mm)	=	2000.0
Shape	=	Box
Span (mm)	=	6000.0
No. Barrels	=	1
n-Value	=	0.017
Culvert Type	=	Rectangular Concrete
Culvert Entrance	=	Tapered inlet throat
Coeff. K,M,c,Y,k	=	0.475, 0.667, 0.0179, 0.97, 0.2

Embankment	
Top Elevation (m)	= 322.6100
Top Width (m)	= 25.0000
Crest Width (m)	= 319.2100

Calculations	
Qmin (cms)	= 0.0000
Qmax (cms)	= 22.0000
Tailwater Elev (m)	= 0.00

Highlighted	
Qtotal (cms)	= 21.3900
Qpipe (cms)	= 21.3900
Qovertop (cms)	= 0.0000
Veloc Dn (m/s)	= 3.2735
Veloc Up (m/s)	= 2.9807
HGL Dn (m)	= 319.6390
HGL Up (m)	= 319.8681
Hw Elev (m)	= 320.3196
Hw/D (m)	= 0.8238
Flow Regime	= Inlet Control

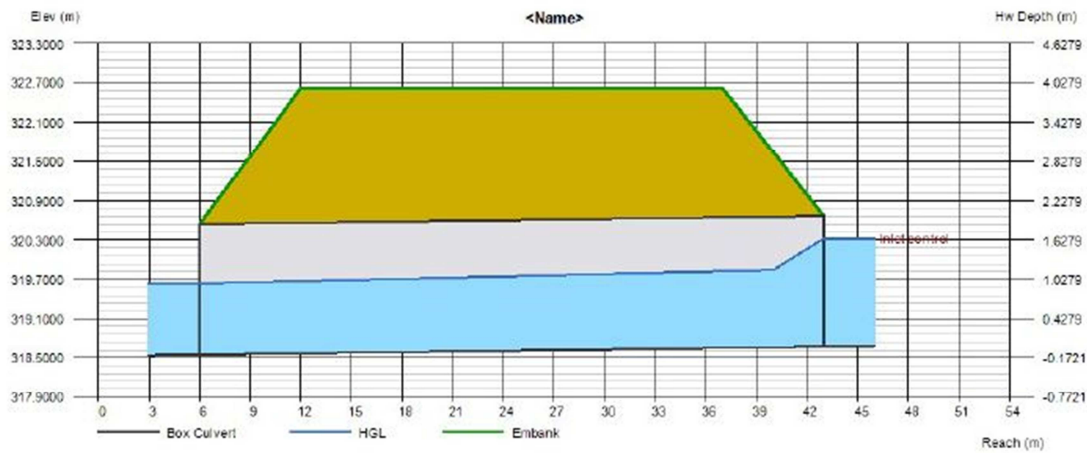


Figura 5-1: Verifica Tombino 1

Invert Elev Dn (m)	=	317.4000
Pipe Length (m)	=	45.0000
Slope (%)	=	1.7778
Invert Elev Up (m)	=	318.2000
Rise (mm)	=	1500.0
Shape	=	Box
Span (mm)	=	1500.0
No. Barrels	=	1
n-Value	=	0.017
Culvert Type	=	Rectangular Concrete
Culvert Entrance	=	Tapered inlet throat
Coeff. K,M,c,Y,k	=	0.475, 0.667, 0.0179, 0.97, 0.2

Embankment

Top Elevation (m)	=	321.4400
Top Width (m)	=	25.0000
Crest Width (m)	=	318.8700

Calculations

Qmin (cms)	=	0.0000
Qmax (cms)	=	0.8200
Tailwater Elev (m)	=	0.00

Highlighted

Qtotale (cms)	=	0.8200
Qpipe (cms)	=	0.8200
Qovertop (cms)	=	0.0000
Veloc Dn (m/s)	=	2.4237
Veloc Up (m/s)	=	1.7499
HGL Dn (m)	=	317.6255
HGL Up (m)	=	318.5124
Hw Elev (m)	=	318.6718
Hw/D (m)	=	0.3145
Flow Regime	=	Inlet Control

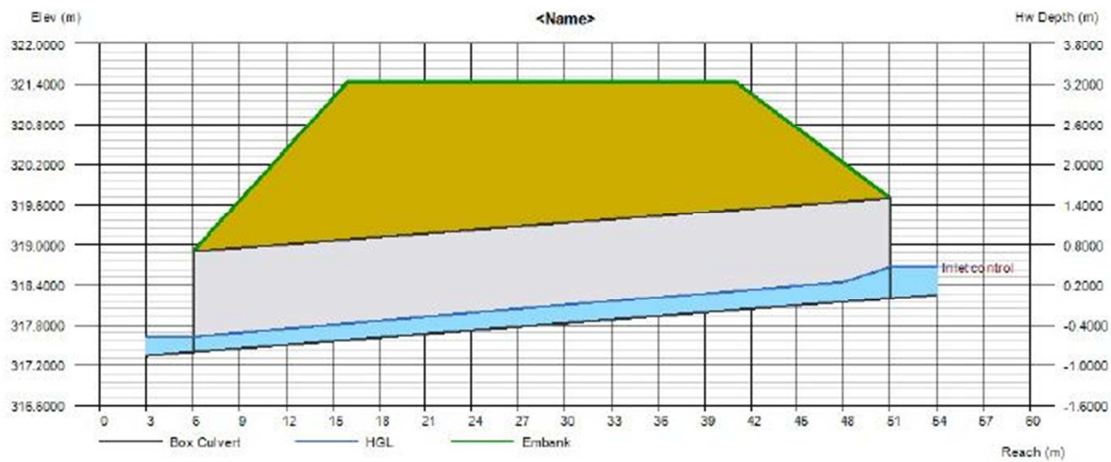


Figura 5-2: Verifica Tombino 2

Invert Elev Dn (m)	=	314.0550
Pipe Length (m)	=	39.0000
Slope (%)	=	0.7001
Invert Elev Up (m)	=	314.3280
Rise (mm)	=	1500.0
Shape	=	Box
Span (mm)	=	1500.0
No. Barrels	=	1
n-Value	=	0.017
Culvert Type	=	Rectangular Concrete
Culvert Entrance	=	Tapered inlet throat
Coeff. K,M,c,Y,k	=	0.475, 0.667, 0.0179, 0.97, 0.2

Embankment	
Top Elevation (m)	= 321.1200
Top Width (m)	= 25.0000
Crest Width (m)	= 314.8700

Calculations	
Qmin (cms)	= 0.0000
Qmax (cms)	= 2.3000
Tailwater Elev (m)	= 0.00

Highlighted	
Qtotal (cms)	= 2.3000
Qpipe (cms)	= 2.3000
Qovertop (cms)	= 0.0000
Veloc Dn (m/s)	= 2.4696
Veloc Up (m/s)	= 2.3751
HGL Dn (m)	= 314.6759
HGL Up (m)	= 314.9736
Hw Elev (m)	= 315.2667
Hw/D (m)	= 0.6258
Flow Regime	= Inlet Control

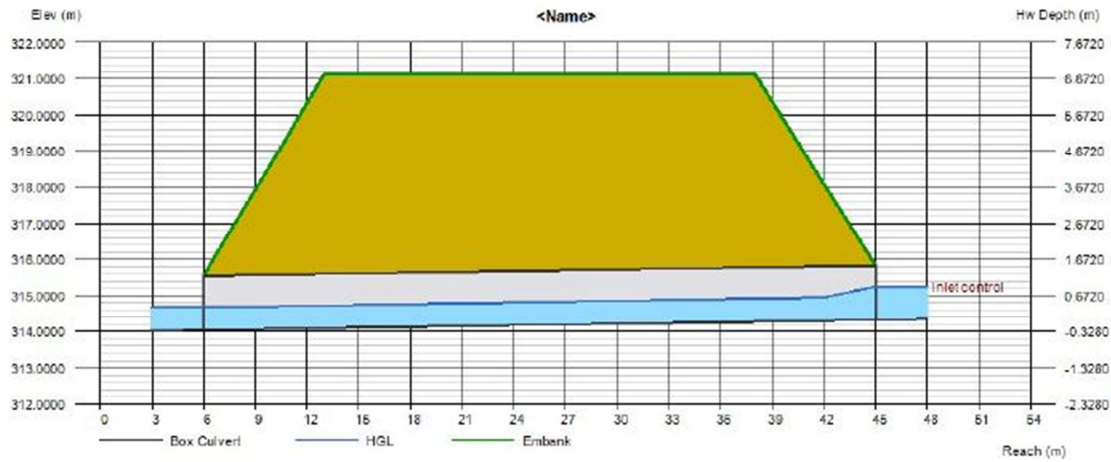


Figura 5-3: Verifica Tombino 3

Invert Elev Dn (m)	=	314.6300
Pipe Length (m)	=	58.0000
Slope (%)	=	2.7241
Invert Elev Up (m)	=	316.2100
Rise (mm)	=	1500.0
Shape	=	Box
Span (mm)	=	1500.0
No. Barrels	=	1
n-Value	=	0.017
Culvert Type	=	Rectagular Concrete
Culvert Entrance	=	Tapered inlet throat
Coeff. K,M,c,Y,k	=	0.475, 0.667, 0.0179, 0.97, 0.2

Embankment

Top Elevation (m)	=	322.4900
Top Width (m)	=	25.0000
Crest Width (m)	=	316.8400

Calculations

Qmin (cms)	=	0.0000
Qmax (cms)	=	1.9800
Tailwater Elev (m)	=	0.00

Highlighted

Qtotal (cms)	=	1.9800
Qpipe (cms)	=	1.9800
Qovertop (cms)	=	0.0000
Veloc Dn (m/s)	=	3.7014
Veloc Up (m/s)	=	2.3492
HGL Dn (m)	=	314.9866
HGL Up (m)	=	316.7719
Hw Elev (m)	=	317.0594
Hw/D (m)	=	0.5663
Flow Regime	=	Inlet Control

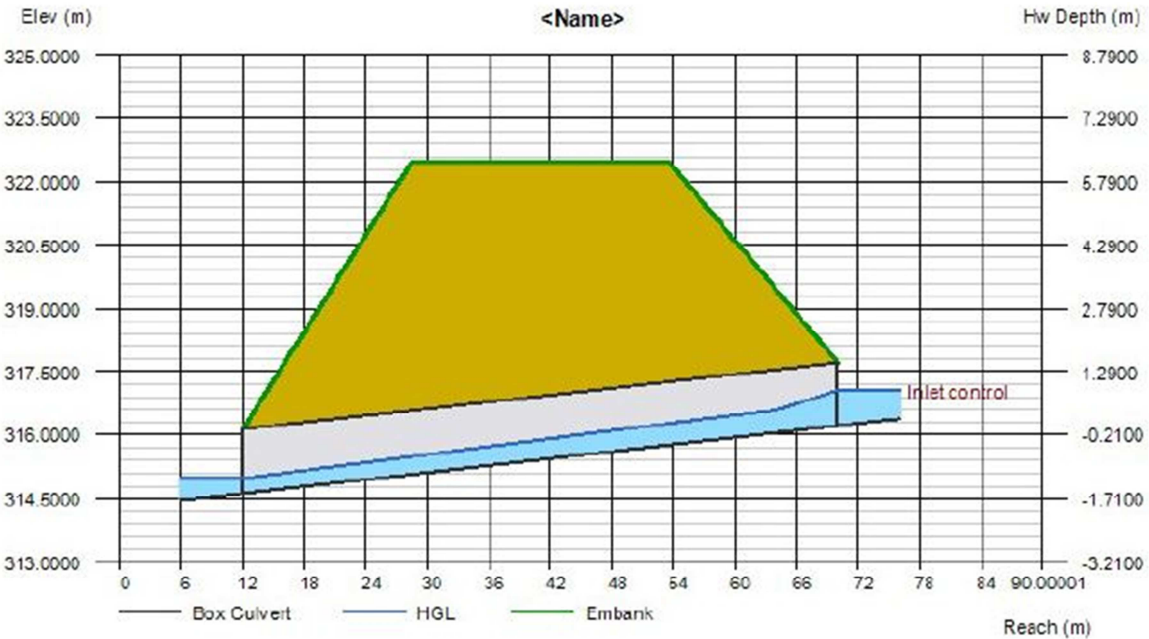


Figura 5-4: Verifica Tombino 4

Invert Elev Dn (m)	=	267.9600
Pipe Length (m)	=	56.0000
Slope (%)	=	4.0357
Invert Elev Up (m)	=	270.2200
Rise (mm)	=	1500.0
Shape	=	Box
Span (mm)	=	1500.0
No. Barrels	=	1
n-Value	=	0.017
Culvert Type	=	Rectangular Concrete
Culvert Entrance	=	Tapered inlet throat
Coeff. K,M,c,Y,k	=	0.475, 0.667, 0.0179, 0.97, 0.2

Embankment	
Top Elevation (m)	= 276.5000
Top Width (m)	= 25.0000
Crest Width (m)	= 267.4100

Calculations	
Qmin (cms)	= 0.0000
Qmax (cms)	= 4.2000
Tailwater Elev (m)	= 0.00
Highlighted	
Qtotale (cms)	= 4.2000
Qpipe (cms)	= 4.2000
Qovertop (cms)	= 0.0000
Veloc Dn (m/s)	= 5.2795
Veloc Up (m/s)	= 3.0198
HGL Dn (m)	= 268.4903
HGL Up (m)	= 271.1472
Hw Elev (m)	= 271.6226
Hw/D (m)	= 0.9351
Flow Regime	= Inlet Control

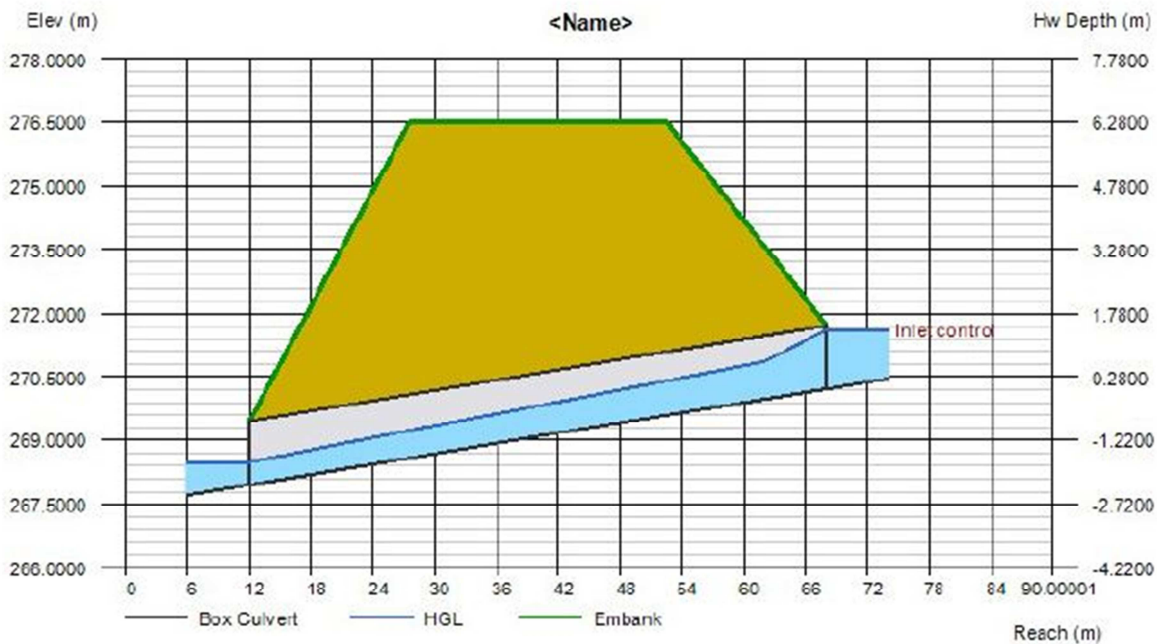


Figura 5-5: Verifica Tombino 5

6 ACQUE DI PIATTAFORMA

6.1 SISTEMA DI DRENAGGIO

L'obiettivo principale nella progettazione dei sistemi di drenaggio delle acque di piattaforma è quello di garantire la sicurezza degli utenti in caso di eventi meteorici caratterizzati da un certo tempo di ritorno, consentendo un immediato smaltimento delle acque in modo da evitare i ristagni sulla pavimentazione. Il progetto di completamento funzionale e messa in sicurezza della SS 100 tra i km 44+500 e 52+600 prevede il drenaggio delle acque di piattaforma per l'intera tratta e il successivo trattamento delle stesse in vasche di grigliatura e dissabbiatura in continuo.

A valle delle vasche di trattamento saranno realizzati dei bacini a cielo aperto di accumulo e dispersione al suolo per infiltrazione delle acque di dilavamento stradale; ciò avverrà per le vasche da V01 a V04, ad esclusione della vasca V05, il cui recapito finale sarà il canale a sezione trapezoidale previsto in progetto per l'inalveazione delle piene della Lama San Basilio.

Per quanto riguarda gli elementi di captazione, il sistema di drenaggio di progetto prevede che:

- In rilevato, il cordolo a margine della strada è interrotto da canalette ad embrici che convogliano le acque in canalette continue in cls collocate all'esterno del pavimentato, in corrispondenza dell'arginello. Le canalette presentano lungo il loro asse dei pozzetti grigliati (caditoie), posti a interasse massimo di 40m, attraverso cui le acque sono trasferite ai collettori di drenaggio interrati costituiti da tubazioni circolari in PEAD SN4 con diametri variabili da DN 400 fino a DN 1200; Le acque raccolte dalla rete di drenaggio vengono conferite nell'impianto di trattamento e successivamente scaricate nel recapito finale.
- Nei tratti con sviluppo in trincea, le acque di piattaforma vengono raccolte dalla cunetta alla francese a sezione triangolare posta ai margini della carreggiata e convogliate nel collettore di drenaggio sottostante per mezzo di pozzetti grigliati disposti lungo lo sviluppo della cunetta. Le acque raccolte dalla rete di drenaggio vengono conferite nell'impianto di trattamento e successivamente scaricate nel recapito finale costituito da una vasca disperdente.
- Nei tratti in curva, l'allontanamento delle acque dal piano stradale è garantito mediante canalette continue collocate in corrispondenza dello spartitraffico di mezzzeria tra le carreggiate, e connesse tramite i pozzetti-caditoia ai collettori interrati posizionati al di sotto delle canalette stesse.

I fossi di guardia, di forma della sezione trapezoidale, saranno con pareti in terra (non rivestiti) e quindi in grado di drenare al suolo le acque afferenti dai versanti laterali. Avranno larghezza di fondo ed altezza delle sponde pari a 0,5 m, con pendenza delle scarpe pari a 1/1.

6.2 ANALISI IDROLOGICA

La progettazione delle opere di raccolta, trattamento e scarico delle acque di piattaforma viene sviluppata sulla base del calcolo delle portate di picco generate dagli eventi meteorici caratterizzati da uno specifico tempo di ritorno.

Il Regolamento Regionale RR n.26/2013 "*Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e prima pioggia. (attuazione dell'art.113 del D.Lgs n. 152/2006 e ss.mm. ed ii).*" fa riferimento ad un Tempo di Ritorno di 5 anni, mentre le Linee Guida ANAS, indicano un tempo di ritorno di 25 anni per quanto riguarda il dimensionamento dei sistemi di raccolta, trattamento e smaltimento delle acque di piattaforma stradale.

In accordo con quanto prescritto da Linee Guida e Capitolati Speciali di ANAS, gli elementi del sistema di drenaggio della piattaforma stradale sono stati dimensionati considerando un tempo di ritorno di 25 anni. Le vasche di trattamento di grigliatura e dissabbiatura in continuo, sono dimensionate per una portata massima avente tempo di ritorno di 5 anni, come previsto dal RR n.26/2013.

I parametri della curva di possibilità pluviometrica di progetto sono stati calcolati secondo le procedure decritte nell'elaborato T00ID00IDRRE01A e considerando un valore medio tra le c.p.p. delle stazioni pluviometriche di *Gioia del Colle* e di *Castellaneta*, situate geograficamente all'incirca alle due estremità Nord e Sud del tracciato della SS100 oggetto di intervento.

Nel caso relativo al drenaggio di acque di piattaforma stradale, si riscontrano bacini aventi tempi di corrivazione inferiori a un'ora, l'utilizzo dei parametri calcolati precedentemente si ritiene che possa portare talvolta ad una sottostima delle intensità di pioggia. Per durate inferiori all'ora i dati pubblicati negli annali idrologici sono sporadici, ne consegue che la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica in tale settore di durata presenta gravi incertezze e non può essere estrapolata per valori della durata di pioggia inferiori a un'ora.

Per ovviare a ciò, nelle trasformazioni afflussi-deflussi aventi tempi di corrivazione e conseguenti durate critiche inferiori a un'ora si è proceduto adottando una metodologia di stima delle altezze di pioggia derivante da valutazioni sviluppate in letteratura sulla base di osservazioni sperimentali. In letteratura sono disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di breve durata, siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico.

Si è infatti dimostrato, che il rapporto tra l'altezza di pioggia $h_{t,T}$, con t minore di 60 minuti, e l'altezza di pioggia $h_{60,T}$ di durata 60 minuti e pari tempo di ritorno T , è dipendente solo dalla durata t espressa in minuti:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = f(t)$$

Avendo indicato con f un simbolo funzionale.

Studi realizzati in Italia [Ferro V., Bagarello V. 1996] hanno dimostrato che il legame funzionale di cui sopra può essere espresso nella semplice forma:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = \left(\frac{t}{60}\right)^s$$

In cui s è un coefficiente che assume un diverso valore numerico in dipendenza della regione in esame, e determina il valore del parametro esponente n della curva di possibilità pluviometrica.

Il coefficiente s assume il valore 0.227 per la Puglia [Ferro V., Bagarello V. (1996), *Rainfall depth-duration relationship for South Italy, ASCE*].

I valori ottenuti sono di seguito riportati:

Parametri a e n delle curve di possibilità pluviometrica

durata critica $d < 1$ ora						
T_R	5	25	50	100	200	500
a	48.1	72.5	82.6	92.6	102.6	115.8
n	0.227	0.227	0.227	0.227	0.227	0.227
durata critica $d > 1$ ora						
T_R	5	25	50	100	200	500
a	48.1	72.5	82.6	92.6	102.6	115.8
n	0.211	0.211	0.211	0.211	0.211	0.211

6.3 VERIFICA TUBAZIONI

L'intero tracciato oggetto di intervento è sottoposto a drenaggio e trattamento delle acque di piattaforma, mediante la realizzazione di n. 5 reti di condotte che convogliano le acque raccolte da cunette e canalette superficiali, fino alle vasche di trattamento e dispersione finale.

Il calcolo delle portate relative ai tronchi delle reti di drenaggio è stato realizzato per ciascun bacino scolante afferente alla sezione di chiusura (vasca di trattamento) mediante l'applicazione della formula razionale:

$$Q = \frac{\varphi i A}{3600000}$$

dove:

Q è la portata di picco espressa in mc/s

A è la superficie del bacino in mq

φ è il coefficiente di deflusso

i è l'altezza della precipitazione (mm/h) corrispondente ad una durata della precipitazione pari al tempo t_c e dipendente dal tempo di ritorno.

Nel caso in esame, si è valutato il tempo di corrivazione come somma di due componenti: il tempo di entrata t_e delle particelle d'acqua nell'elemento di raccolta, usualmente considerabile di 5 minuti, più il tempo di percorrenza lungo la "rete" $t_r = L/v$ fino alla sezione di chiusura, considerando una velocità della corrente di piena $v=1$ m/s.

Per i collettori di drenaggio si prevede di adottare tubazioni in PEAD corrugato esternamente e liscio internamente, marcate CE in conformità alla UNI EN 13476-1, classe di rigidità anulare SN4, con giunti a bicchiere o manicotto corredati da apposite guarnizioni elastomeriche di tenuta in EPDM conformi alla norma EN 681-1. Le caratteristiche idrauliche principali dei collettori sono:

- coefficiente di scabrezza a tubi usati (Gauckler Strickler): $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- pendenza minima 0.30%

Riguardo la verifica delle tubazioni, si accetta un riempimento massimo degli specchi pari al 70% e una velocità massima non superiore a 5 m/s.

In Tabella 6-1 si riportano i dati utilizzati ed i risultati del dimensionamento dei collettori principali costituenti le reti di progetto.

Tabella 6-1-1: Stima delle portate massime per settore di drenaggio di piattaforma

Valori di durata critica e delle portate al colmo nella sezione di chiusura di ciascun bacino scolante di piattaforma								
ID	BACINO SCOLANTE DI PIATTAFORMA	Superficie bacino scolante	Coeff. di afflusso	Durata critica (t. di corrivazione)	Intensità critica (TR = 5 anni)	Intensità critica (TR = 25 anni)	Portata al colmo (TR = 5 anni)	Portata al colmo (TR = 25 anni)
		S	φ	t_c	i_c	i_c	Q_{c5}	Q_{c25}
		[ha]	[-]	[min]	[mm/h]	[mm/h]	[l/s]	[l/s]
V01	vasca 01	2.38	0.90	21.7	105.63	159.27	628.7	947.9
V02	vasca 02	4.02	0.90	31.3	79.42	119.75	798.2	1203.5
V03	vasca 03	7.50	0.90	40.0	65.76	99.15	1233.8	1860.4
V04	vasca 04	3.50	0.90	27.5	87.85	132.46	769.9	1160.8
V05	vasca 05	2.50	0.90	25.5	93.13	140.43	582.5	878.4

Tabella 6-2-2: Verifica collettori principali di progetto

ID	Portata al colmo (TR = 25 anni) Q_c	Angolo al centro α	Diametro nominale D_N	Diametro interno D_{int}	Pendenza longitudinale i	Scabrezza Strickler K_s	Area bagnata $A_{(h)}$	Raggio idraulico $R_{(h)}$	Altezza di moto uniforme h	Portata massima (a tubo pieno) Q_{max}	Velocità max v	Grado di riempimento h/D
	[m ³ /s]	[rad]	[mm]	[m]	[m/m]	[m ^{1/3} /s]	[m ²]	[m]	[m]	[m ³ /s]	[m/s]	[%]
V01	0.948	3.38	1000	0.855	0.005	85	0.33	0.23	0.48	1.33	2.9	55.9
V02	1.203	3.79	1000	0.855	0.005	85	0.40	0.25	0.56	1.33	3.0	66.0
V03	1.860	3.76	1200	1.024	0.005	85	0.57	0.30	0.67	2.15	3.3	65.3
V04	1.161	3.72	1000	0.855	0.005	85	0.39	0.25	0.55	1.33	3.0	64.2
V05	0.878	3.27	1000	0.855	0.005	85	0.31	0.22	0.45	1.33	2.8	53.2
i min	0.465	3.88	800	0.691	0.002	85	0.27	0.20	0.47	0.48	1.7	67.9

6.4 RACCOLTA IN MEZZERIA: CANALETTA GRIGLIATA

La raccolta in mezzeria avviene mediante canaletta grigliata continua. La verifica è condotta stimando con la formula razionale la portata che si generano considerando un evento di T_R 25 anni, con la portata massima convogliata dalla canaletta, calcolata mediante l'equazione di Chezy-Strickler valida nell'ipotesi accettabile di moto uniforme puramente turbolento, considerando un coefficiente di scabrezza di Strickler $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$:

$$Q = K_S \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S_L^{0.5}$$

in cui S_L è la pendenza longitudinale del canale.

L'interasse dei pozzetti in cui sono addotte le acque raccolte dalle canalette, può essere variabile in quanto varia la velocità di deflusso in base alla pendenza longitudinale del tratto di interesse, tuttavia per consentire un'adeguata ispezionabilità dei collettori in fase di manutenzione tale interasse non dovrà mai essere superiore a 45 m (lunghezza di utilizzo della lancia dell'auto-sprugo).

6.5 RACCOLTA A MARGINE IN TRINCEA: CUNETTA ALLA FRANCESE

Il drenaggio di margine carreggiata della piattaforma in trincea è realizzato per mezzo di una cunetta in calcestruzzo triangolare (tipologia alla francese).

Per le cunette triangolari che abbiano la sponda esterna pseudo-verticale e nell'ipotesi che il raggio idraulico possa confondersi con l'altezza idrica h , l'equazione di Chezy-Strickler si può esprimere in funzione della pendenza S_c trasversale della cunetta e della pendenza trasversale della strada S_T , come:

$$Q = 0,375 \cdot K_S \cdot 1/S_T \cdot S_L^{0.5} \cdot h^{8/3}$$

Il collegamento cunetta – collettore è garantito da pozzetti con griglia carrabile. L'interasse dei pozzetti di convogliamento sarebbe variabile a seconda delle pendenze longitudinali, ma tuttavia per esigenze manutenzione non dovrà mai essere superiore a 45 m (lunghezza di utilizzo della lancia dell'auto-sprugo).

6.6 INTERASSE EMBRICI, POZZETTI, CADITOIE

La capacità del cordolo di margine è stata effettuata mediante l'espressione di Chezy, garantendo sempre livelli idraulici non superiori alla linea bianca di sede stradale (circa 1.5 m).

La lunghezza massima di sufficienza del cordolo stradale rappresenta la lunghezza massima di bacino che il cordolo è in grado di smaltire, nelle condizioni ipotizzate, a seconda della pendenza longitudinale.

Contestualizzando i dati secondo le caratteristiche della livelletta stradale, è possibile fissare l'interasse delle opere puntuali quali embrici e pozzetti-caditoie sulla base del confronto tra la portata di pioggia che cade sull'area del tratto di strada di riferimento (Tabella 6-3) e la massima capacità di deflusso delle opere di

captazione e trasporto delle acque meteoriche (Tabella 6-4) che, come descritto in precedenza, variano di tipologia a seconda delle caratteristiche del tratto di strada (rilevato, trincea) su cui sono collocate.

Sulla base della correlazione tra portate da smaltire e portate convogliabili dalle opere di raccolta in condizioni di moto uniforme si è effettuata la verifica complessiva del sistema di smaltimento cordolo-embrici/pozzetti/caditoie riportata in Tabella 6-5 e Tabella 6-6, analizzando di volta in volta singoli tratti aventi caratteristiche differenti tra loro in termini di pendenza longitudinale e caratteristiche di sezione in rettilineo o in curva e in rilevato, trincea.

Tabella 6-3: Capacità di afflusso della carreggiata per eventi di pioggia TR 25 anni

$T_R = 25$ anni		Durata [min]	DISTANZA (m)							
a	n		d	10	15	20	25	30	35	40
66	0.23	10	10	15	20	25	30	35	40	45
RETTIFILO/CURVA	Area sottesa drenaggio	A (m ²)	110	165	220	275	330	385	440	495
	Portata carreggiata	Q (l/s)	8	12	16	20	24	28	32	36

Tabella 6-4: Capacità di deflusso delle opere di drenaggio di piattaforma e interassi massimi

Pendenza longitudinale stradale	FALDA STRADALE		Drenaggio in RILEVATO	Drenaggio in TRINCEA	Interasse massimo embrici/caditoie				
	Portata del cordolo in rettilineo	Portata del cordolo in curva	Portata della canaletta U in mezzzeria	Portata della cunetta francese	Embrici in rettilineo	Embrici in curva	Caditoie per canaletta U in mezzzeria	Caditoie per cunetta francese rettilineo	Caditoie per cunetta francese in curva
i (%)	Q (l/s)	Q (l/s)	Q (l/s)	Q (l/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.10%	7	15	30	29	10	15	35	35	45
0.15%	8	18	37	36	10	20	45	40	45
0.20%	10	21	42	41	10	25	45	45	45
0.30%	12	26	52	50	10	30	45	45	45
0.40%	14	30	60	58	15	35	45	45	45
0.50%	15	33	67	65	15	40	45	45	45
0.60%	17	36	74	71	20	40	45	45	45
0.70%	18	39	79	77	20	45	45	45	45
0.80%	19	42	85	82	20	45	45	45	45
0.90%	20	44	90	87	25	45	45	45	45
1.10%	22	49	100	96	25	45	45	45	45
1.40%	25	55	112	109	30	45	45	45	45
1.50%	26	57	116	113	30	45	45	45	45
1.60%	27	59	120	116	30	45	45	45	45

1.70%	28	61	124	120	30	45	45	45	45
1.80%	29	63	127	123	35	45	45	45	45
3.00%	37	81	165	159	45	45	45	45	45
3.50%	40	88	178	172	45	45	45	45	45
4.00%	43	94	190	184	45	45	45	45	45
4.50%	45	99	202	195	45	45	45	45	45
4.80%	47	103	208	201	45	45	45	45	45
4.90%	47	104	210	204	45	45	45	45	45
5.00%	48	105	212	206	45	45	45	45	45

Tabella 6-5: Verifica del sistema di smaltimento pozzetti/caditoie

ID	pk iniz	pk fin	Ltratto [m]	i [%]	Cunetta alla francese interasse max caditoie [m]	Canaletta in mezzzeria interasse max pozzetti [m]
A1	560	350	210	0.15%	40	45
A2	520	404	116	0.15%	40	45
B1.1	1750	1515	235	0.56%	45	45
B1.2	2065	1750	315	3.50%	45	45
A3.1	1750	1650	100	0.56%	45	45
A3.2	2150	1750	400	3.50%	45	45
A4	2200	2000	200	3.50%	45	45
B2.1	2200	2090	110	3.50%	45	45
B2.2	2500	2200	300	5.00%	45	45
A5.1	5650	5510	140	0.20%	45	45
A5.2	5900	5650	250	4.80%	45	45
A6.1	5650	5510	140	0.20%	45	45
A6.2	5969	5650	319	4.80%	45	45
B3.1	5900	5624	276	4.80%	45	45
B3.2	6400	5900	500	4.80%	45	45
B3.3	6500	6400	100	4.80%	45	45
A7	6886	6719	167	1.10%	45	45

Tabella 6-6 Interassi tra elementi puntuali di raccolta delle acque

RETTifilo, curva SX o DX	Tratto		RILEVATO/TRINCEA			RILEVATO		TRINCEA	
			Ciglio sinistro	Ciglio destro	Pende nza long. del tratto i	Mezzeria con canaletta U	Ciglio	Mezzeria con canaletta U	Cunetta alla francese
						Interasse max pozzetti	Interasse max embrici cordolo	Interasse max pozzetti	Interasse max caditoie
-	da km	a km	-	-	(%)	(m)	(m)	(m)	(m)
RETT	0+000	0+350	RI	RI	0.60%		20		
RETT	0+350	0+403	RI	TR	0.38%		15		45
RETT	0+403	0+520	TR	TR	0.15%				40
RETT	0+520	0+560	RI	TR	0.15%		10		40
RETT	0+560	0+950	RI	RI	0.15%		10		
RETT	0+950	1+516	RI	RI	0.56%		20		
DX	1+516	1+650	RI	RI	0.56%	45	40		
DX	1+650	2+000	RI	TR	3.50%	45	45	45	45
SX	2+000	2+150	TR	TR	3.50%			45	45
SX	2+150	2+200	TR	RI	3.50%		45	45	45
SX	2+200	2+500	RI	RI	5.00%	45	45		
RETT	2+500	4+450	RI	RI	0.80%		20		
RETT	4+450	5+300	RI	RI	0.70%		20		
RETT	5+300	5+510	RI	RI	0.20%		10		
RETT	5+510	5+624	TR	TR	0.20%				45
DX	5+624	5+900	TR	TR	4.80%			45	45
DX	5+900	5+969	RI	TR	4.80%	45	45		
DX	5+969	6+100	RI	RI	4.80%	45	45		
SX	6+100	6+500	RI	RI	4.80%	45	45		
RETT	6+500	6+719	RI	RI	1.10%		25		
RETT	6+719	6+886	RI	TR	1.10%		25		45
RETT	6+886	7+400	RI	RI	2.30%		35		
SX	7+400	7+720	RI	RI	0.43%		35		
SX	7+770	7+950	RI	RI	0.43%		35		

6.7 FOSSI DI GUARDIA

I fossi di guardia posti a presidio dell'infrastruttura sono disperdenti, quindi del tipo non rivestito, di forma trapezoidale e con sponda inclinata a 45°. Essi laminano e disperdono le acque provenienti dalle aree esterne verso il corpo stradale. Le dimensioni del fosso sono 1.5 m in pianta per 0.5 m di altezza.

La verifica del volume dei fossi è stata condotta secondo il modello cinematico. Di ogni bacino afferente al fosso è stata calcolata la portata per T_R 25 anni assumendo un coefficiente di afflusso pari a 0.9 per la piattaforma stradale e 0.3 per le scarpate.

Il coefficiente di permeabilità per i fossi è stato assunto pari al valore minimo derivante dall'analisi dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc condotte lungo il tracciato di progetto e vengono riassunte nella Tabella 6-7:

Tabella 6-7: Coefficiente permeabilità

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
K [m/sec]	$1.00 \cdot 10^{-4}$	$1.52 \cdot 10^{-4}$	$9.35 \cdot 10^{-5}$	$6.35 \cdot 10^{-4}$	$4.37 \cdot 10^{-4}$	$3.49 \cdot 10^{-5}$

Per la valutazione della portata in uscita si è ipotizzato che l'infiltrazione nel terreno avvenga attraverso le pareti laterali ed il fondo del fosso medesimo. La portata in uscita è stata pertanto valutata moltiplicando la velocità di filtrazione per la superficie (fondo + laterale) bagnata dal liquido. Si è assunto un valore unitario della cadente piezometrica J.

Nelle tabelle a seguire il riepilogo dei dati a disposizione e dei risultati di dimensionamento dei tratti critici dei fossi. Nei due tratti in cui il coefficiente di sicurezza è inferiore all'unità, vi è lo scarico della portata eccedente in corrispondenza dei tombini di progetto.

da km	a km	Lungh.	Area drenata	Coeff. di deflusso	Parametri della curva di possibilità pluviometrica		Durata critica	Superficie di dispersione	Portata di dispersione	Durata critica fosso	Volume ingresso	Volume fosso	Coeff. sicurezza
					a	n							
					[mm/h ¹]	[-]							
		L_{fosso}	A_{scolante}	φ			$d_{c,m}$	S_{disp}	Q_{disp}	$d_{c,f}$	V_{in}	V_{fosso}	C_s
		[m]	[ha]	[-]			[ore]	[m ²]	[l/s]	[ore]	[m ³]	[m ³]	[-]
0	400	400	0.5	0.9	66	0.227	0.17	768	76.8	0.2	123	200	1.631
520	1000	480	0.6	0.9	66	0.227	0.17	922	92.2	0.2	145	240	1.653
1000	1650	650	1.0	0.9	66	0.227	0.17	1248	124.8	0.3	262	325	1.240
2200	3620	1420	2.3	0.9	66	0.227	0.17	2726	254.9	0.3	656	710	1.082
3640	4160	520	0.8	0.9	66	0.227	0.17	998	93.4	0.3	207	260	1.255
4160	4420	260	0.4	0.9	66	0.227	0.17	499	46.7	0.3	104	130	1.251
4420	4580	160	0.3	0.9	66	0.227	0.17	307	28.7	0.4	95	80	0.840
4580	4900	320	0.6	0.9	66	0.227	0.17	614	57.4	0.3	189	160	0.849
4900	4985	85	0.1	0.9	66	0.227	0.17	163	15.3	0.3	33	43	1.303
4985	5300	315	0.5	0.9	66	0.227	0.17	605	73.8	0.2	135	158	1.169
5300	5505	205	0.3	0.9	66	0.227	0.17	394	48.0	0.2	60	103	1.705
5980	6120	140	0.2	0.9	66	0.227	0.17	269	32.8	0.2	60	70	1.171
6120	7200	1080	1.5	0.9	66	0.227	0.17	2074	253.0	0.2	332	540	1.625
7200	7700	500	0.6	0.9	66	0.227	0.17	960	33.5	0.6	226	250	1.107

La configurazione adottata nel progetto garantisce che tutte le acque di scarpata stradale siano trattenute e laminate all'interno dei fossi di pertinenza, senza gravare in termini di volumi e portate sulle aree del territorio circostante.

6.8 PRESIDI IDRAULICI PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE

Il progetto prevede che le reti di smaltimento delle acque di piattaforma siano corredate da impianti di presidio idraulico finalizzati al trattamento di grigliatura e dissabbiatura in continuo delle acque coltate ed al successivo scarico nel recapito finale.

Il principio di funzionamento di un dissabbiatore con funzionamento in continuo si basa sul processo di sedimentazione che sfrutta la forza di gravità per separare le particelle solide sedimentabili, caratterizzate da peso specifico maggiore di quello dell'acqua, e che sono in grado di depositarsi sul fondo della vasca in tempi sufficienti.

Affinché le particelle solide possano sedimentare efficacemente sul fondo di una vasca a funzionamento in continuo occorre pertanto:

- verificare che il carico idraulico superficiale (C_{is}), inteso come rapporto tra la portata Q e la superficie della vasca S , non sia superiore alla velocità di precipitazione delle particelle che si vuole far sedimentare.
- verificare, nel caso di vasca a flusso orizzontale, che la velocità del flusso non sia superiore al valore limite (30÷50 cm/s) tale da consentire la risospensione delle particelle solide già sedimentate sul fondo vasca.

Il tempo di detenzione assume una importanza più marginale rispetto a vasche isolate in quanto la cosa che conta nel caso di vasche in continuo è che la velocità di sedimentazione delle particelle sia superiore a quella di percorrenza in senso longitudinale della vasca.

Per stimare la velocità v_s di precipitazione delle sabbie si fa riferimento anche in questo caso alla nota legge di Stokes, per la quale vale la relazione:

$$v_s = \frac{g}{18} (\gamma_s - \gamma_a) \frac{D^2}{\mu}$$

dove:

g = accelerazione di gravità

γ_s = peso specifico delle particelle

γ_a = peso specifico dell'acqua

D = diametro delle particelle

μ = viscosità cinematica dell'acqua

All'interno della vasca di calma, pertanto, tutte le particelle di tipo granuloso che hanno velocità di sedimentazione superiore al carico idraulico superficiale vengono trattenute e raccolte sul fondo.

Al fine di effettuare un'efficiente dissabbiatura, si impone il diametro delle particelle che si vuole far sedimentare. Fissato pertanto un valore del diametro $D = 0.20$ mm, si ricava mediante la formula di Stokes il valore della velocità v_s e quindi il valore limite del C_{is}

Posto il diametro delle particelle da far sedimentare $D = 0.20$ mm (in accordo alla definizione di dissabbiatura indicata all'art. 3 comma 1 lettera m del Regolamento regionale 9 dicembre 2013, n.26 – "Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia" attuazione dell'art. 113 del D.Lgs. n.152/2006 e ss.mm.ii.), si ottiene:

$$v_s = 2.29 \text{ cm/s}$$

Imponendo $C_{is} = Q/S_{\text{fondo}} = 2.29$ cm/s si ricava la superficie del fondo vasca necessaria.

L'acqua sversata all'interno della vasca percorre per intero il manufatto, e lungo tale percorso le particelle sedimentabili si depositano sul fondo.

Il manufatto è dotato in uscita di una soglia di stramazzo attraverso la quale l'acqua ormai depurata viene recapitata all'interno della vasca di smaltimento.

Affinché il deflusso si possa considerare in condizioni di moto pressoché laminare, la verifica effettuata è quella che prevede il controllo della velocità orizzontale v_{oriz} del flusso d'acqua che percorre la vasca, affinché si ottenga sempre:

$$v_{oriz} = \frac{Q}{b \cdot h} \leq 0,3/0,4 \text{ m/sec}$$

In Tabella 6-8 si riportano le verifiche dell'efficienza di dissabbiatura delle vasche di trattamento

Tabella 6-8 Dimensionamento delle vasche per il trattamento di dissabbiatura

Nome vasca	Progr.	Portata max $T_R = 5$	Larghezza sedimentatore	Lunghezza sedimentatore	Tirante idrico nel sedimentatore	Volume di sedimentazione	Velocità orizzontale	Velocità verticale su traiettoria diagonale limite	Velocità max limite di sedimentazio ne $\Phi = 0,2\text{mm}$	Verifica
ID	PK	Q_5	b	L	h	V_{sed}	v_{oriz}	v_{vert}	v_{lim}	v_v/v_{lim}
	[m]	[l/s]	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
VT01	0+000	629	2.5	11	1.9	52	0.132	0.0229	0.0231	0.99
VT02	2+500	798	2.5	22	1.9	105	0.168	0.0145	0.0231	0.63
VT03	4+470	1234	2.5	22	1.9	105	0.260	0.0224	0.0231	0.97
VT04	6+680	770	2.5	22	1.9	105	0.162	0.0140	0.0231	0.61
VT05	7+880	583	2.5	11	1.9	52	0.123	0.0212	0.0231	0.92

Le vasche di dispersione sono state dimensionate per un tempo di ritorno di 25 anni. Il dimensionamento del sistema viene eseguito confrontando le portate in arrivo con la capacità di infiltrazione del terreno e con il volume immagazzinato nella vasca.

La portata in uscita dalla vasca, è stata posta pari alla portata di dispersione Q_{disp} [m³/s] valutata come capacità d'infiltrazione nel terreno costante nel tempo, secondo la legge di Darcy:

$$Q_{disp} = K \cdot J \cdot A_{disp}$$

assumendo un valore unitario della cadente piezometrica J [m/m], considerando cioè trascurabile, conservativamente, il valore del tirante idrico rispetto all'altezza dello strato filtrante, essendo anche la superficie piezometrica della falda convenientemente al di sotto del fondo disperdente.

Inoltre, il coefficiente di conducibilità idraulica K [m/s] è stato assunto, sulla scorta delle risultanze delle campagne geognostiche effettuate lungo il tracciato di intervento.

Il calcolo del volume di laminazione è stato condotto mediante il *modello cinematico*, che schematizza il processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino a monte dell'opera, secondo un'impostazione cinematica. Alfonsi e Orsi [1987] hanno sviluppato un metodo pratico per il calcolo del volume critico dell'invaso di laminazione, adottando le seguenti ipotesi:

- ietogrammi netti di pioggia a intensità costante;
- curva aree-tempi lineare;
- svuotamento a portata costante pari a Q_{max} (laminazione ottimale).

L'espressione del volume W invasabile dall'opera si può scrivere in funzione della durata critica di pioggia θ_w [h], del tempo di corrvazione del bacino t_c (pari alla durata critica dei collettori θ_c [h]), della portata uscente dall'invaso ($Q_u = Q_{disp}$ [l/s]), del coefficiente di afflusso φ , dell'area del bacino A_{scob} , e dei parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica per T_R 25 anni.

$$W = 10 \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^n + 1,295 \cdot t_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta^{1-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - 3,6 \cdot Q_u \cdot \theta - 3,6 \cdot Q_u \cdot t_c$$

Imponendo la condizione di massimo per il volume W rispetto alla durata t ed eguagliando a zero si può arrivare alla relazione seguente:

$$2,78 \cdot n \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + 0,36 \cdot (1 - n) \cdot t_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta_w^{-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - Q_u = 0$$

Da cui si ricava la durata critica θ_w dell'invaso che inserita nella formula per il calcolo di W consente di stimare il volume minimo necessario da assegnare alla vasca per la laminazione ottimale della piena.

In Tabella 6-9 si riportano i risultati delle elaborazioni di calcolo:

Tabella 6-9 Dimensionamento di massima dei bacini di dispersione per infiltrazione al suolo

ID Vasca	Area drenata	Coeff. di afflusso	Parametri della curva di possibilità pluviometrica per $T_R = 25$ anni		Durata critica collettori	Coeff. di permeabilità	Tirante idrico massimo nella vasca	Superficie di dispersione	Portata di dispersione	Durata critica vasca	Volume totale da invasare	Volume interno della vasca	Coeff. sicurezza
	$A_{scolante}$	φ	a	n	$d_{c,c}$	K	h_{max}	S_{disp}	Q_{disp}	θ_w	V_{in}	V_{vasca}	C_s
-	[ha]	[-]	[mm/h ⁰]	[-]	[ore]	[m/s]	[m]	[m ²]	[l/s]	[ore]	[m ³]	[m ³]	[-]
VD01	2.38	0.9	66.0	0.227	0.361	0.0005	3.0	350	175.0	0.51	724	1050	1.4
VD02	4.02	0.9	66.0	0.227	0.522	0.0005	3.0	450	225.0	0.69	1203	1350	1.1
VD03	7.50	0.9	66.0	0.227	0.667	0.0005	3.0	800	400.0	0.77	2164	2400	1.1
VD04	3.50	0.9	66.0	0.227	0.458	0.0005	3.0	450	225.0	0.58	996	1350	1.4