

S.S.51 "ALEMAGNA"
VARIANTE DI LONGARONE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

COD. VE407

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE e PRGETTISTA:

Dott. Ing. Massim Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma A26031)

PROGETTISTA:

Responsabile Tracciato stradale: Dott. Ing. Massimo Capasso
(Ord. Ing. Prov. Roma 26031)

Responsabile Strutture: Dott. Ing. Giovanni Piazza
(Ord. Ing. Prov. Roma 27296)

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: Dott. Ing. Sergio Di Majo
(Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

Responsabile Ambiente: Dott. Ing. Francesco Ventura
(Ord. Ing. Prov. Roma 14660)



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma A15138)

COORDINATORE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Maria Antonietta Merendino (Ord. Ing. Prov. Roma A28481)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Ettore De Cesbron De La Grennelais

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IDROLOGIA IDRAULICA
RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPVE0407 D 21

NOME FILE

VE407_T00ID00IDRRE03_B

CODICE ELAB.

T00ID00IDRRE03

REVISIONE

SCALA:

B

-

D

C

B

A

REV.

REVISIONE A SEGUITO DI RICHIESTA INTEGRAZIONE CDS

EMISSIONE

DESCRIZIONE

SET. 2022

DIC. 2021

DATA

D. DI LORENZO

D. DI LORENZO

REDATTO

M. CUCCARO

M. CUCCARO

VERIFICATO

M.CAPASSO

M.CAPASSO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
3	INQUADRAMENTO TERRITORIALE GENERALE	11
3.1	Pianificazione di Assetto Idrogeologico e Piano di gestione rischio alluvioni	15
3.2	Fragilità idrogeologiche.....	20
4	INTERFERENZE IDRAULICHE	21
5	IDROLOGIA	22
5.1	Identificazione dei bacini idrografici	22
5.2	Analisi delle interferenze idrauliche	26
5.3	Caratterizzazione fisica e idrografica dei bacini.....	26
5.4	Dati pluviometrici	31
5.5	Tempo di corrivazione dei bacini	34
5.6	METODO DI STIMA DELLE PORTATE AL COLMO.....	39
5.7	Sintesi dei risultati	41
6	APPLICAZIONE DEI CRITERI DELL'INVARIANZA IDRAULICA.....	43
6.1	Principi normativi dell' invarianza	43
6.2	Analisi delle piogge	46
6.3	Verifica del sistema e valutazione delle misure compensative	49
7	RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA	57
7.1	Torrente Maè	59
7.2	Torrente Desedan	61

S.S. 51 “Alemagna” Variante Longarone		
VE407	<i>Studio di compatibilità idraulica</i>	

7.3	Rio Frari.....	62
8	INTERCETTAZIONE E TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	65
8.1	Qualità delle acque di dilavamento	65
8.2	Descrizione degli impianti di trattamento	66
	8.2.1 Vasca monoblocco sedimentazione e disoleazione	67
	CONCLUSIONI	70

1 PREMESSA

Nella presente Relazione viene sviluppato lo Studio di Compatibilità Idraulica eseguito nell'ambito del progetto di fattibilità tecnica ed economica (PFTE) della variante di Longarone, compresa tra gli interventi per il Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2026. Il tratto interessato riguarda la SS 51 di Alemagna che va dallo svincolo della A27 sino all'innesto alla galleria Termine per 11+231.85 km, attraversando gli abitati di Longarone e Castellavazzo.

Il presente studio di compatibilità idraulica va esaminato congiuntamente alle relazioni Idrologica, Idraulica e allo Studio Idraulico del Piave allegati al progetto, elaborati VE407_T00ID00IDRRE01B, VE407_T00ID00IDRRE02B, VE407_T00ID00IDRRE05A, nell'ambito dei quali è stata sviluppata l'analisi idrologica dell'area.

Lo studio di compatibilità idraulica è articolato nei seguenti capitoli:

- indicazione dei riferimenti normativi per lo studio in esame;
- inquadramento dello stato di attuazione della Pianificazione di Assetto Idrogeologico nell'area di intervento;
- caratterizzazione dell'area e individuazione delle principali problematiche dal punto di vista idrologico e idraulico;
- individuazione dei principali bacini idrografici interagenti con l'opera di progetto e loro caratterizzazione idrologica e morfometrica;
- richiami dello studio idrologico finalizzato alla determinazione delle portate massime attese con diversi tempi di ritorno in corrispondenza degli attraversamenti principali;
- analisi dell'interferenza tra la viabilità di progetto e l'idrografia superficiale;

- valutazione delle variazioni apportate al regime idraulico dei recettori dalle portate meteoriche provenienti dalla piattaforma stradale e verifica dell'invarianza idraulica.

Per quanto attiene alla definizione del sistema di drenaggio e alla quantificazione delle portate di origine stradale immesse nel reticolo idrografico naturale si fa riferimento a quanto riportato nelle relazioni idrologica e idraulica, che devono essere considerate parte dello Studio di compatibilità idraulica.

S.S.51 "ALEMAGNA"
VARIANTE DI LONGARONE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

COD. VE407

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE e PRGETTISTA:

Dott. Ing. Massim Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma A26031)

PROGETTISTA:

Responsabile Tracciato stradale: Dott. Ing. Massimo Capasso
(Ord. Ing. Prov. Roma 26031)

Responsabile Strutture: Dott. Ing. Giovanni Piazza
(Ord. Ing. Prov. Roma 27296)

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: Dott. Ing. Sergio Di Majo
(Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

Responsabile Ambiente: Dott. Ing. Francesco Ventura
(Ord. Ing. Prov. Roma 14660)



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma A15138)

COORDINATORE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Maria Antonietta Merendino (Ord. Ing. Prov. Roma A28481)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Ettore De Cesbron De La Grennelais

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IDROLOGIA IDRAULICA
RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPVE0407 D 21

NOME FILE

VE407_T00ID00IDRRE03_B

CODICE ELAB.

T00ID00IDRRE03

REVISIONE

SCALA:

B

-

D

C

B

A

REV.

REVISIONE A SEGUITO DI RICHIESTA INTEGRAZIONE CDS

EMISSIONE

DESCRIZIONE

SET. 2022

DIC. 2021

DATA

D. DI LORENZO

D. DI LORENZO

REDATTO

M. CUCCARO

M. CUCCARO

VERIFICATO

M.CAPASSO

M.CAPASSO

APPROVATO

S.S. 51 “Alemagna” Variante Longarone		
VE407	<i>Studio di compatibilità idraulica</i>	

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le analisi sono state svolte nel rispetto della seguente normativa regionale e nazionale:

- R.D. n° 523 del 1904 e ss.mm.ii.;
- Legge 18 maggio 1989, n. 183 “Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo” integrata dalla Legge 7 agosto 1990, n. 253 “Disposizioni integrative alla legge 18 maggio 1989;
- D.M. 11.03.1988 e Circolare 9.1.1996 n.218/24/3 del Ministero LL.PP.;
- Legge 05/01/1994, n.36 “Legge Galli”;
- DGR Veneto 3637/2002;
- DGR Veneto n.4453 del 29/12/2004 “Piano di tutela delle acque”;
- L.R. 23 Aprile 2004, n. 11 “Norme per il governo del territorio”;
- DGR Veneto 1322/2006;
- TESTO UNICO SULL’AMBIENTE, D.Lgs 152/2006 e ss. mm.ii.;
- DGR Veneto 1841/2007;
- Delibera n. 4 del 19/06/2007 del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino: “Adozione di Variante al Progetto di Piano stralcio per l’assetto idrogeologico dei bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione e delle corrispondenti misure di salvaguardia, ai sensi del D. Lgs. 3 aprile 2006, n. 152”;
- Piano di Gestione del Rischio di alluvioni. Direttiva 2007/60/CE del 23 ottobre 2007.
- ORDINANZA N. 2 DEL 22 gennaio 2008 del Commissario Straordinario delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007;
- ORDINANZA N. 3 DEL 22 gennaio 2008 del Commissario Straordinario delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007;

- ORDINANZA N. 4 DEL 22 gennaio 2008 del Commissario Straordinario delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007;
- DGR.V. n. 2948 del 6/10/2009 e relativi allegati Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici Modalità operative e indicazioni tecniche;
- PIANO TUTELA DELLE ACQUE DELLA REGIONE VENETO adottato con deliberazione del Consiglio regionale n.107 del 5 novembre 2009;
- PIANO DI GESTIONE DELLE ACQUE DELLE ALPI ORIENTALI approvato con D.P.C.M. del 23 aprile 2014;
- PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONI DELLE ALPI ORIENTALI approvato con D.P.C.M. del 27 ottobre 2016;
- Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con Decreto Ministeriale del 17/01/2018 2018 ss.mm.ii..

Prescrizioni normative del Ministero dei Lavori Pubblici

In Italia i riferimenti normativi ai quali si deve attenere il progettista degli attraversamenti fluviali sono contenuti nel Decreto Ministeriale del 2 agosto 1980 e in quello del 4 maggio 1990, ai quali ha fatto seguito la Circolare n. 34233 emanata in data 25 febbraio 1991 dal Ministero dei Lavori Pubblici, recante "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali". È in vigore inoltre il DM 14/1/2008. Le norme prescrivono di assumere normalmente quale portata di progetto quella corrispondente a tempo di ritorno centennale per la quale i calcoli idraulici dovranno verificare la sussistenza di un franco minimo tra il livello di massima piena e l'impalcato del ponte. Viene inoltre suggerito di stimare la frequenza probabile dell'evento di piena che dà luogo all'annullamento del franco ed in ogni caso si stabilisce che, per i corsi d'acqua arginati, la quota di sottotrave del ponte deve essere non inferiore a quella della sommità arginale.

Nello studio idraulico dell'opera, devono essere oggetto d'indagine i seguenti problemi: classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione

interna; valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni delle pile, delle spalle, delle fondazioni nonché dei rilevati; valutazione degli effetti dovuti all'eventuale presenza di correnti veloci; esame delle conseguenze della presenza di eventuali corpi natanti, flottanti e trasportati dalle acque, ove ricorra detta possibilità, nonché delle conseguenze di eventuali ostruzioni delle luci, specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte, sia in fase costruttiva, sia durante l'esercizio delle opere. In situazioni particolarmente complesse si suggerisce di sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli fisici in scala ridotta.

Nel complesso, le norme emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici fissano il quadro di riferimento per lo sviluppo della relazione sugli aspetti idrologici, idrografici ed idraulici prescritta a corredo della progettazione dell'attraversamento fluviale, delineando anche i criteri generali che devono guidare l'articolazione di tale relazione. Non vengono fornite invece specifiche indicazioni circa le procedure di calcolo che devono essere eseguite per redigere la relazione idraulica né prescrizioni vincolanti sulle caratteristiche costruttive del manufatto di attraversamento in relazione alle sue interferenze con l'alveo fluviale in cui viene a collocarsi ed in particolare sui limiti ammissibili per il franco idraulico, lasciando in tal modo ampi margini all'estensore della relazione medesima.

Utili riferimenti in tal senso possono essere desunti dalle indicazioni date dal Magistrato per il Po per i ponti sul Fiume Po, che di seguito si riassumono in breve sintesi:

- a) la luce netta fra le pile deve risultare non inferiore a 60 m;
- b) il franco minimo per la portata di massima piena deve risultare non inferiore a 2 m se il tratto non è navigabile e 5 m se navigabile, valori che devono essere assicurati per 2/3 della luce fra le pile, e comunque per un tratto non inferiore a 40 m qualora l'intradosso del ponte non sia rettilineo;
- c) l'argine deve essere innalzato e ringrossato in corrispondenza dell'attraversamento e la scarpata lato fiume deve essere rivestita in pietrame al di sotto della quota di massima piena;

d) le pile in alveo devono essere poste a distanza non minore di 25 m dal bordo lato fiume della sommità arginale mentre la spalla lato campagna deve distare non meno di 35 m dallo stesso punto.

Prescrizioni normative dell'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione

Dall'analisi delle norme attuative ad oggi emanate, non risultano prescrizioni relative, in particolare, ai franchi da assumere per i rilevati arginali, per le opere di contenimento, e per le opere di attraversamento.

L'art 17 delle vigenti norme attuative sancisce peraltro che, nelle more dell'emanazione del piano stralcio delle fasce di pertinenza fluviali, fermo restando l'efficacia di esistenti misure di salvaguardia o di norme di piano, i territori compresi all'interno degli argini, di qualsiasi categoria, o delle sponde dei corpi idrici costituenti la rete idrografica sono classificati nel grado di pericolosità idraulica P4 e pertanto per gli stessi valgono le corrispondenti norme previste nel Piano.

Riguardo agli interventi di realizzazione o ampliamento di infrastrutture viarie nelle aree classificate a pericolosità idraulica molto elevata P4, l'art.15 delle suddette norme attuative prescrive che può esserne consentita l'esecuzione, purché siano realizzati a quote compatibili con la piena di riferimento e non comportino significativo ostacolo o riduzione apprezzabile della capacità di invaso delle aree stesse.

Dall'analisi della documentazione cartografica allegata al PGRA del Distretto Alpi Orientali si è riscontrato che l'intervento in progetto non risulta interessare alcuna area perimetrata a pericolosità elevata o rischio idraulico. Nella carta della pericolosità geologica del PAI sono individuate alcune aree a rischio moderato in prossimità del Piave.

Prescrizioni NTC 2018 Norme Tecniche per le Costruzioni

Compatibilità Idraulica.

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto deve essere corredato da uno studio di compatibilità idraulica costituito da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento dello studio e delle indagini che ne costituiscono la base devono essere commisurati all'importanza del problema e al livello di progettazione. Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno T_r pari a 200 anni ($T_r=200$).

Coerentemente al livello di progettazione, lo studio di compatibilità idraulica deve riportare:

- l'analisi idrologica degli eventi di massima piena e stima della loro frequenza probabile;
- la definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- la definizione della scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, e nelle diverse fasi costruttive previste, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti;
- la valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisorie e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;
- l'esame delle conseguenze di urti e abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti.

Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali.

Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente. Per i ponti esistenti, eventualmente interessati da luci nette di misura inferiore, è ammesso

l'allargamento della piattaforma, a patto che questo non comporti modifiche dimensionali delle pile, delle spalle o della pianta delle fondazioni di queste, e nel rispetto del franco idraulico come nel seguito precisato. In tutti gli altri casi deve essere richiesta l'autorizzazione all'Autorità competente, che si esprime previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.

Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte 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 fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo.

Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

S.S. 51 “Alemagna” Variante Longarone		
VE407	<i>Studio di compatibilità idraulica</i>	

3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE GENERALE

Il presente Studio di Compatibilità Idraulica è stato redatto nell’ambito del progetto dei lavori per la realizzazione della S.S: 51 “di Alemagna” Ammodernamento Tratto Pian di Vedoia–Cortina, in particolare tale progetto nasce dalla necessità di risolvere il maggior numero di problematiche della mobilità presenti con l’obiettivo di rendere meno difficoltoso l’accesso/recesso a/da Cortina lungo la direttrice di mobilità nord-sud.

A Cortina d’Ampezzo è stata assegnata, in via provvisoria, l’organizzazione dei Giochi Invernali 2026. Anas Spa, d’intesa con il Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, ha attivato un’iniziativa intesa a risolvere per l’occasione il maggior numero di punti critici della mobilità presenti lungo la SS n. 51 “di Alemagna”, nel tratto compreso tra Pian di Vedoia (terminale della A 27), e Cortina, con l’obiettivo di rendere meno problematico il collegamento con Cortina lungo la direttrice di mobilità Nord-Sud.

Il tracciato attuale della SS51 attraversa il paese di Longarone. Ciò provoca una forte discontinuità funzionale, derivante dalla connotazione urbana che la strada forzosamente assume, costituendo un “collo di bottiglia” per l’intera rete viaria della zona. La situazione odierna del traffico lungo la SS51 ha ricadute negative anche sulla sicurezza della circolazione.

L’intervento in oggetto riguarda la realizzazione della variante alla S.S. n. 51 di Alemagna in corrispondenza del centro abitato di Longarone. La piattaforma stradale è di tipo C1 (strade extraurbane secondarie), ai sensi del DM 5/11/2001.

Nell’ambito di tale iniziativa è stato redatto il progetto finalizzato ad incrementare le caratteristiche prestazionali e migliorare quelle funzionali della SS n.51 nel tratto che va dallo svincolo della A27 sino all’innesto alla galleria Termine per 11+232 Km, attraversando le frazioni di Longarone fino a Castellavazzo.



Figura 3-1 Ubicazione dell'area d'intervento

I tratti in rilevato sono intervallati da viadotti per il superamento delle incisioni più importanti.

Tutti i viadotti sono stati progettati con impalcati a struttura mista acciaio-clt che costituisce la soluzione ottimale in rapporto alle luci delle campate adottate.

Le pile dei viadotti che si sviluppano in aree interessate da flusso idraulico del F. Piave e/o dei suoi affluenti, hanno fusto di forma circolare che minimizza le interferenze con il flusso stesso.

S.S. 51 “Alemagna” Variante Longarone		
VE407	<i>Studio di compatibilità idraulica</i>	

Tra le opere principali si segnalano 7 viadotti, per una lunghezza complessiva di circa 3100 m, 1 galleria naturale, di circa 3100 metri e 3 svincoli a livelli sfalsati in corrispondenza delle viabilità principali esistente.

Il comune di Longarone è situato nel settore centrale della provincia di Belluno lungo la valle del Piave e all'interno della Comunità Montana Cadore Longaronese Zoldo.

L'intero territorio si trova all'interno del bacino idrografico regionale del fiume Piave.

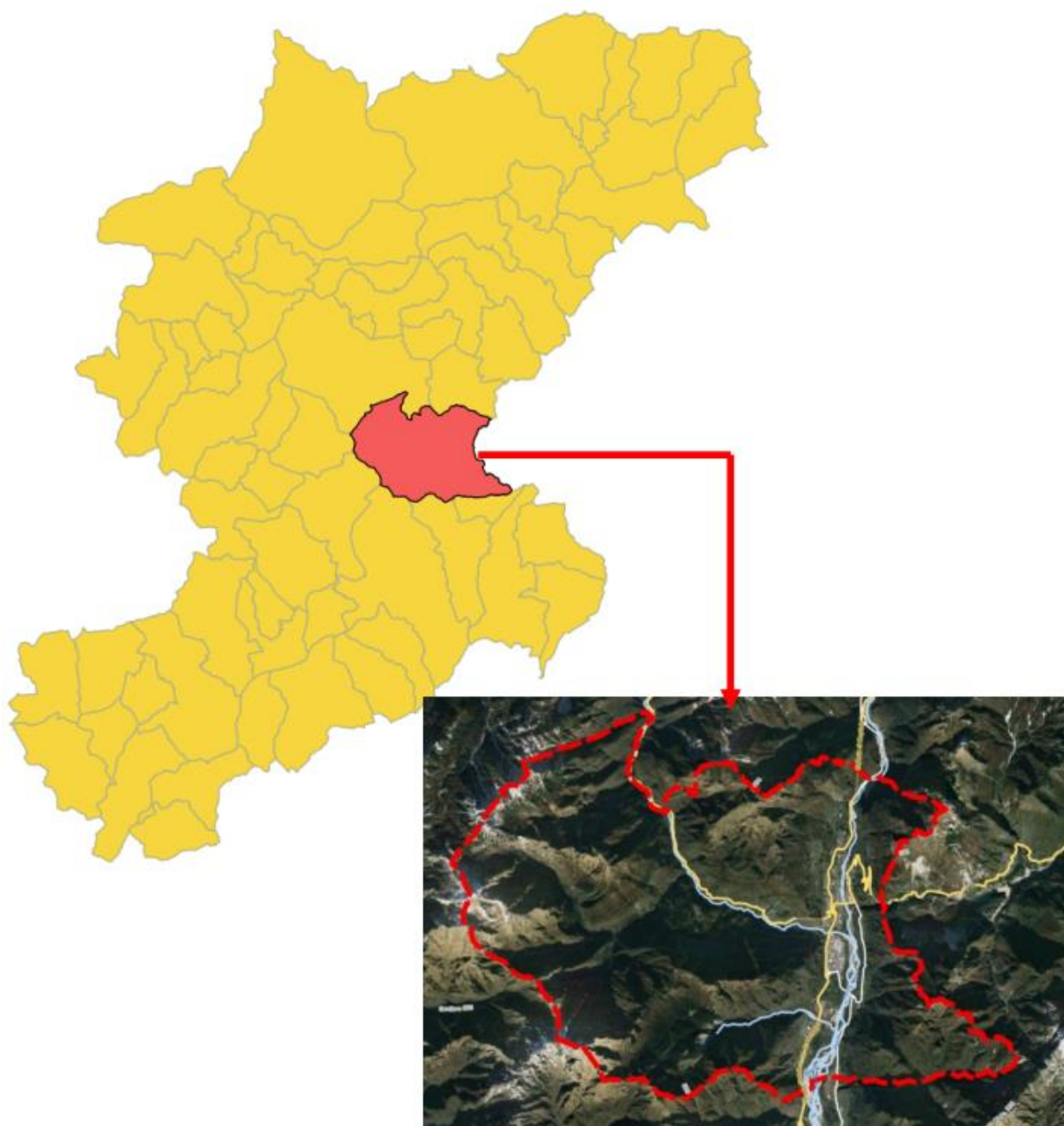


Figura 3-2 Inquadramento geografico del territorio comunale

La presente relazione di compatibilità idraulica analizza l'ammissibilità degli interventi, considerando le interferenze tra il reticolo idrografico, i dissesti idraulici ad esso connessi, e le destinazioni o trasformazioni d'uso del suolo collegate all'attuazione dell'interventi.

Lo studio delle trasformazioni in previsione inizia con una accurata caratterizzazione delle criticità idrauliche del territorio e le scelte perseguite in ambito progettuale finalizzate a minimizzare l'impatto dell'opera.

3.1 Pianificazione di Assetto Idrogeologico e Piano di gestione rischio alluvioni

L'area interessata dalle opere in progetto ricade interamente nell'ambito territoriale di competenza del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali.

La normativa di riferimento in materia di valutazione e gestione del rischio di alluvioni è la Direttiva europea 2007/60/CE conosciuta anche come "Direttiva Alluvioni". La Direttiva, recepita nell'ordinamento italiano con il Decreto Legislativo 23 febbraio 2010 n. 49, in attuazione della Direttiva 2007/60/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 23 Ottobre 2007 -per individuare e programmare le azioni necessarie a ridurre le conseguenze negative derivanti dalle alluvioni soprattutto per la vita e la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale, l'attività economica e le infrastrutture.

Tale normativa europea è stata recepita da parte della legislazione nazionale e Regionale che hanno portato alla definizione dei Distretti idrografici, soggetti competenti per gli adempimenti previsti dalla Normativa, tra i quali fondamentale importanza ha la redazione delle mappe di pericolosità idraulica e rischio idraulico. In Italia, sono stati individuati 8 Distretti Idrografici. Il territorio dei Distretti è stato a sua volta suddiviso in Unit of Management (UoM) ovvero unità territoriali omogenee di riferimento per la gestione del rischio di alluvione corrispondenti ai principali bacini idrografici, ognuna delle quali fa riferimento alla relativa Autorità Competente.

L'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali opera sui bacini idrografici nelle regioni Friuli Venezia Giulia e Veneto e marginalmente in Lombardia, nelle Province Autonome di Trento e di Bolzano, nonché su alcuni bacini transfrontalieri al

S.S. 51 “Alemagna” Variante Longarone		
VE407	<i>Studio di compatibilità idraulica</i>	

confine con Svizzera, Austria e Slovenia.

Al Distretto delle Alpi orientali appartengono 14 bacini idrografici:

- il bacino idrografico dell'Adige, già bacino nazionale;
- i bacini idrografici dell'Isonzo, del Tagliamento, del Livenza, del **Piave** e del Brenta - Bacchiglione, già bacino nazionale;
- i bacini idrografici del Lemene e del Fissero – Tartaro - Canalbianco, già bacini interregionali;
- il bacino dello Slizza (ricadente nel bacino del Danubio), del Levante, quello dei tributari della Laguna di Marano-Grado, quello della pianura tra Piave e Livenza, quello del Sile e quello scolante della Laguna di Venezia, già bacini regionali.

Strumento fondamentale dell'Autorità di Distretto è il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni ai fini dell'individuazione delle aree a Pericolosità idraulica.

Il PGRA pubblicato il 4 Febbraio 2022 e le relative Norme Tecniche di Attuazione (NTA) sono lo strumento di riferimento unico, a livello distrettuale e determinano contestualmente la cessazione dell'efficacia fin qui prodotta dal PAI.

Le Norme tecniche di attuazione dell'aggiornamento del Piano di Gestione del rischio alluvioni adottato con delibera 3 del 21/12/2021 ammettono all'articolo 10 la realizzazione in area fluviale di infrastrutture viarie essenziali non altrimenti localizzabili, previa verifica della compatibilità idraulica, ove le opere possano interferire con la morfologia del corpo idrico. In tale fattispecie, le indicazioni per la verifica sono contenute nella scheda tecnica che costituisce all.A punto 3.1 delle medesime norme.

Le prescrizioni sono le seguenti:

- una relazione idrologica secondo le indicazioni di cui al par. 4.1.1 dell'Allegato I per un tempo di ritorno di 100 anni;
- la modellazione a fondo mobile in regime non stazionario con modello bidimensionale sulla base degli idrogrammi di cui al punto precedente secondo le indicazioni di cui al par. 4.1.2 dell'Allegato I;
- una relazione idraulica comprensiva della descrizione dell'attività modellistica effettuata.

Nel caso in esame, le analisi sono state svolte secondo l'impostazione delle "alluvioni torrentizie" e hanno richiesto, in particolare, l'implementazione di un modello bidimensionale a fondo mobile. Nell'applicazione delle portate al modello idrodinamico, viste le dimensioni dei bacini idrografici afferenti, si è ritenuto opportuno utilizzare gli idrogrammi di piena direttamente forniti dall'Autorità di Distretto. Appare anche complessa la stima diretta di un sedimentogramma, vista anche l'articolazione di opere di invaso e regolazione nei bacini di monte, per cui le immissioni di materiale solido sono state stimate – a favore di sicurezza – come le massime possibili in base alle formule di capacità di portata scelte, avendo cura di adottare un adeguato margine di adattamento del modello a monte e a valle delle aree di effettivo interesse.

Le analisi sono state sviluppate in costante interazione con l'Autorità di Distretto e nello stato di fatto riproducono con adeguata fedeltà i risultati ottenuti da precedenti studi, fatte salve le differenze legate a differenti precisioni dei modelli o a modifiche della topografia dei luoghi. Allegati alla presente relazione sono consegnati i file editabili per la riproduzione delle simulazioni e i risultati ottenuti, in formato raster, delle seguenti variabili:

- piano quotato all'inizio della simulazione in m s.m.
- inviluppo dei massimi livelli idrometrici in m s.m.
- inviluppo delle massime variazioni del letto fluviale (accumuli) in m

- inviluppo delle minime variazioni del letto fluviale (scavi, con segno negativo) in m
- inviluppo dei massimi tiranti in m
- inviluppo delle massime velocità in m/s
- variazioni del letto fluviale al termine della simulazione (18 ore) in m.

I dati geografici sono riferiti al sistema Gauss Boaga fuso ovest.

Tali informazioni verranno esplicitate nei capitoli a seguire e nell'elaborato VE407_T00ID00IDRRE05B.

Il Piano persegue finalità prioritarie di incolumità e di riduzione delle conseguenze negative da fenomeni di pericolosità idraulica ed esercita la propria funzione per tutti gli ambiti territoriali che potrebbero essere affetti da fenomeni alluvionali anche con trasporto solido.

Nella tavola di progetto VE407_T00ID00IDRPL08B sono riportate nel dettaglio, a scala maggiore, i limiti di pericolosità idraulica indicate nel PGRA con riferimento alle opere in progetto.

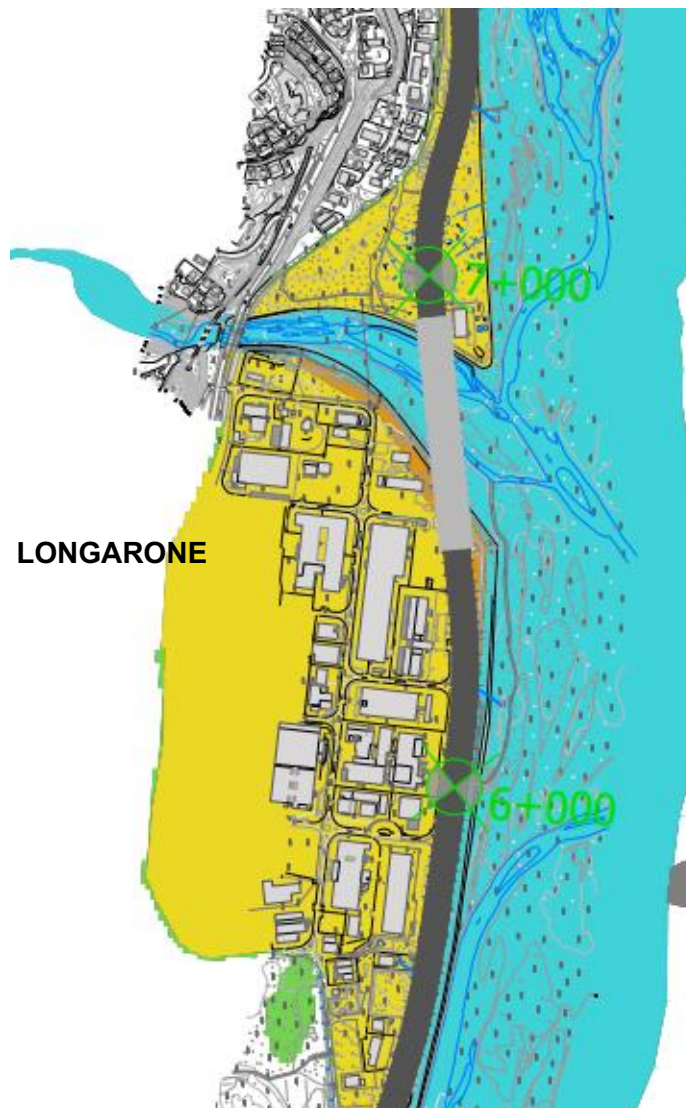


Figura 3-3 Carta pericolosità idraulica PGRA area di progetto

Nello studio si è quindi proceduto alla caratterizzazione dei suddetti bacini, di questi sono state valutate le caratteristiche plano-altimetriche nonché fisiografiche.

Si segnalano alcune piccole interferenze del tracciato con aree aventi pericolosità idraulica secondo le perimetrazioni del PGRA in corrispondenza del Torrente Desedan e del Torrente Maè, ma queste fanno riferimento a situazioni stradali preesistenti da ammodernare e che saranno oggetto di particolare attenzione per la loro risoluzione nelle fasi progettuali.

S.S. 51 “Alemagna” Variante Longarone		
VE407	<i>Studio di compatibilità idraulica</i>	

3.2 Fragilità idrogeologiche

L'attuale viabilità percorre la valle del Piave in destra idrografica, in corrispondenza del raccordo dei pendii degradanti da Ovest. L'asse della valle coincide con il corso del Fiume Piave, nella quale confluiscono alcune valli secondarie incise in epoca glaciale. Le pareti in sinistra idrografica sono spesso spoglie di vegetazione, mentre sul lato opposto i versanti presentano generalmente pendenze minori e abbondante presenza di arbusti. Il Fiume Piave, in regime prevalentemente stazionario, scorre diversi metri più in basso rispetto la sede stradale. Elementi di morfologia attiva sono legati essenzialmente a fenomeni di crollo o di deposizione fluviale e si rinvencono localmente nelle immediate adiacenze dell'area. Gli effetti dei crolli sono stati in gran parte mitigati nel corso degli anni mediante realizzazione di opere murarie e consolidamenti di vario tipo. Il piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Piave, individua le zone a rischio.

La carta dei vincoli del PTCP (Piano territoriale di Coordinamento Provinciale) individua la zona del Piave come “Aree tutelate Vincolo idrogeologico forestale (R.D. 3267/1923)”

4 INTERFERENZE IDRAULICHE

Le principali interferenze del tracciato in progetto con il reticolo idrografico principale sono costituite dall'attraversamento del rio Frari, del torrente Desedan e del torrente Maè. Per il resto del tracciato le interferenze sono relative all'intercettazione di aree di compluvio e fossi minori il cui deflusso è verso il fiume Piave.

Nell'ambito del presente studio si è posta attenzione nel valutare gli effetti idraulici indotti dalla realizzazione delle opere proposte sia direttamente sul corso d'acqua, sia indirettamente sul territorio a questo limitrofo. In particolare è stata effettuata una analisi di compatibilità idraulica e dell'invarianza idraulica delle opere in linea con gli indirizzi formulati dal PGRA per le interferenze con i corsi d'acqua principali, valutando mediante un modello bidimensionale in condizioni di regime di moto permanente le variazioni dei caratteri idraulici del deflusso in alveo di un evento di piena con tempo di ritorno duecentennale per il cui approfondimento si rimanda alla relazione VE407_T00ID00IDRRE05_A. Tutti gli altri manufatti idraulici minori sono stati verificati idraulicamente rispetto ad eventi di piena con tempi di ritorno duecentennali secondo quanto prescritto dalle Norme tecniche delle Costruzioni vigenti.

5 IDROLOGIA

L'analisi idrologica è stata ampiamente sviluppata nella Relazione Idrologica alla quale si rimanda per maggiori dettagli. Nei successivi paragrafi si riportano gli aspetti e i calcoli più significativi.

5.1 Identificazione dei bacini idrografici

Sulla base di altri studi di settore, comunque collegati e pertinenti alle attività previste nella presente iniziativa, il territorio interessato dall'opera è stato suddiviso in sub-bacini, ognuno dei quali caratterizzato da una propria geomorfologia, geografia e idrologia. Tali sub-bacini sono rappresentati nella corografia VE407_T00ID00IDRCO01A.

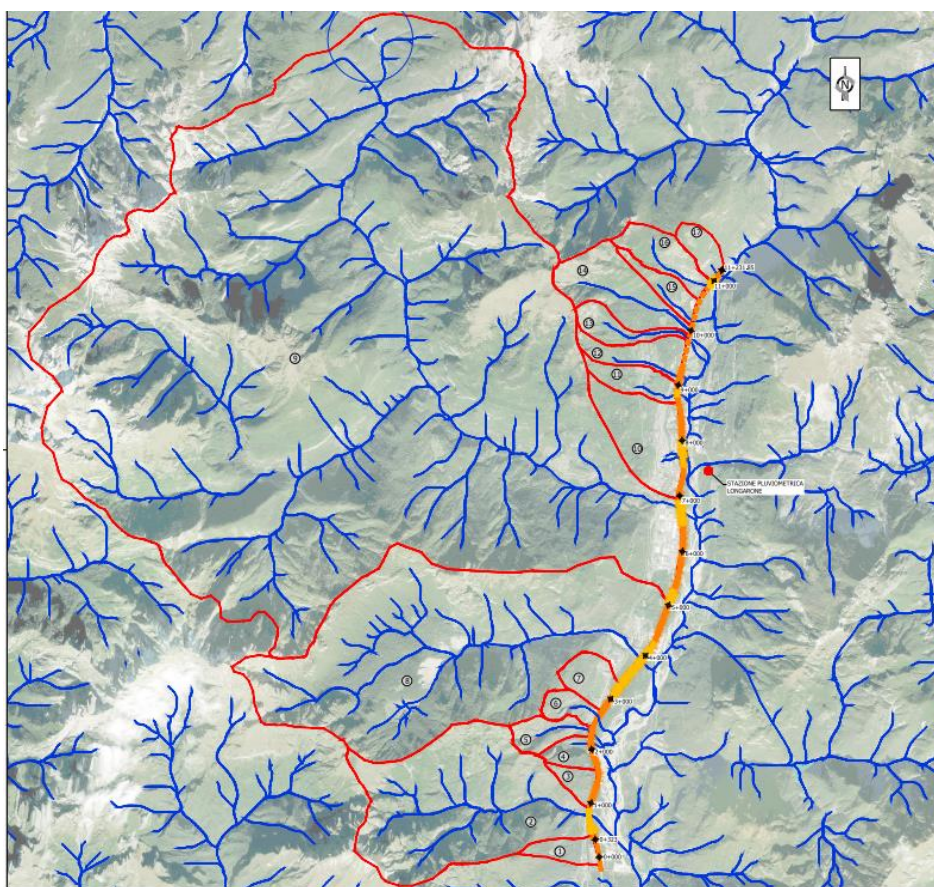


Figura 5-1 Corografia dei bacini

La fase preliminare dello studio ha previsto la definizione del reticolo idrografico, mappato mediante diversi livelli cartografici (che comprendono la carta IGM 1:25.000, la CTR 1:10.000, il rilievo DTM 5x5 m regionale, il rilievo speditivo di campagna) che hanno portato ad individuare i diversi livelli di reticolo interessati dal progetto.

Definito il reticolo, sono state individuate le interferenze con le opere stradali esistenti e in progetto, oltre ai limiti di bacino idrografico afferenti a ciascuno dei corsi d'acqua.

Può affermarsi che la zona dove si inserisce l'infrastruttura è caratterizzata da interferenze con i valloni Maé e Desedan aventi dimensioni in termini di lunghezze, portate o bacino afferente considerevoli, sia anche da una serie di interferenze con corpi idrici minori, non caratterizzati però da deflusso con portate rilevanti.

Tale reticolo idraulico si sviluppa nel versante occidentale ed è caratterizzato da pendii fortemente acclivi e da una vegetazione endemica che connota fortemente il paesaggio.

I principali corsi d'acqua interessati dal tracciato stradale sono il fiume Piave (in sinistra del tracciato) e due valloni in destra idraulica del Piave. Sono inoltre presenti alcune incisioni minori, talvolta assimilabili a fossi. Qui di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle maggiori interferenze idrauliche e delle opere esistenti che le caratterizzano. Come sarà illustrato in dettaglio nella relazione idraulica saranno valutate le portate di progetto per ciascuna di esse.

Tabella 5-1: Indicazione dei principali Bacini e loro interferenze

Pk progetto	Bacino	Area [km²]	H max [m slm]	H min [m slm]	Opera tipologica	Dimensioni	
						B [m]	H [m]
0+210		0,36	1214	660	Tombino esistente		

Pk progetto	Bacino	Area [km²]	H max [m slm]	H min [m slm]	Opera tipologica	Dimensioni	
						B [m]	H [m]
0+820	Rio Val dei Frari	8,09	2118	1175,6	Viadotto		
1+520		0,31	1040	647,43	nessuna		
2+100		0,32	1070	706,7	fosso		
2+350	Rio Salto del Lupo	0,53	1446	1052,3	tombino	2.5	2.5
2+640	Torrente Fortignasi	0,43	1221	762,15	tombino	5	3
3+120		0,58	978	580,16	viadotto Desedan		
3+921	Torrente Desedan	16,22	2370	1198,22	viadotto Desedan		
6+800	Maè	234,20	3200	1303	viadotto Maè		
7+660		1,99	1266	682,32	viadotto Fiera		
8+840		0,80	1382	882,77	viadotto Malcolm		
9+150		0,88	1560	874,36	tombino	2	2
9+840		0,73	1784	1181,9	galleria		
9+980		1,98	1993	1295,2	galleria		
10+180		0,55	1584	883,87	galleria		
10+620		0,91	1692	1198,5	viadotto Fason		
11+150		1,40	1349	897,9	tombino esistente		

La tabella suddetta mette in evidenza le opere idrauliche presenti e le loro caratteristiche nel tratto in cui si interviene.

Nelle figure che seguono sono riportati gli stralci del PGRA con indicazione delle aree di pericolosità, nell'area interessata dalla strada in progetto.

Nella tavola di progetto VE407_T00ID00IDRPL08B sono riportate nel dettaglio, a scala maggiore, i limiti di pericolosità idraulica e di rischio idraulico indicate nel PAI con riferimento alle opere in progetto.

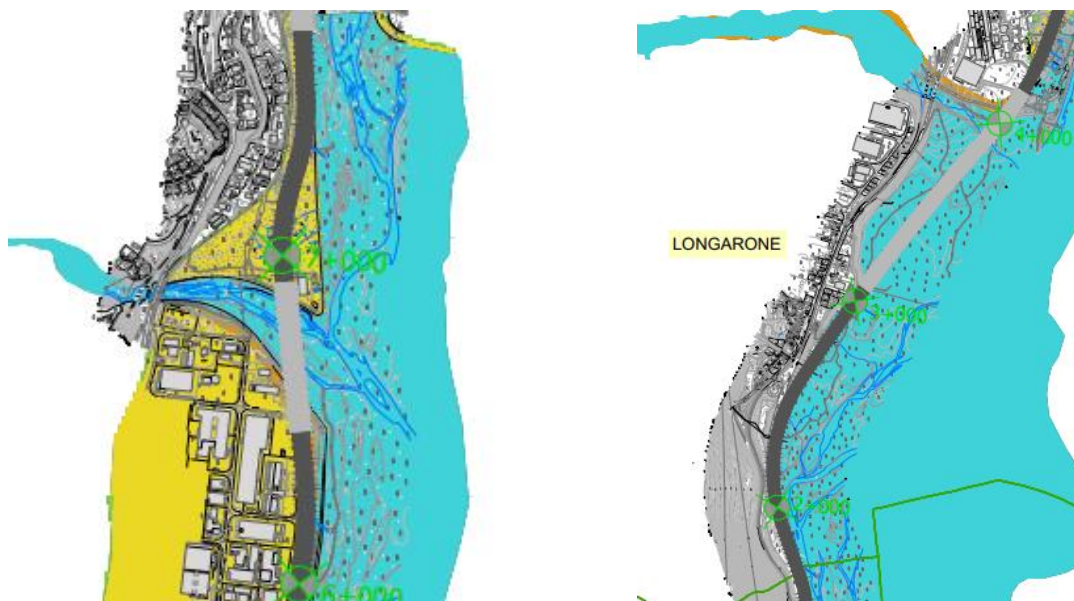


Figura 5-2 Stralcio Planimetria delle aree di pericolosità idraulica del PGRA

Nello studio si è quindi proceduto alla caratterizzazione fisiografica dei bacini e di questi sono state valutate le caratteristiche plano-altimetriche nonché fisiografiche. Tali informazioni sono esplicitate nella relazione idraulica.

5.2 Analisi delle interferenze idrauliche

Dall'analisi del progetto, che prevede un adeguamento della rete viaria esistente, emergono tre interferenze (valloni Maé, Desedan e Rio Frari) del tracciato in progetto con il reticolo idrografico principale, costituite dall'attraversamento di tre valloni in destra del fiume Piave.

Entrambe le interferenze si innestano sulla rete viaria esistente e gli interventi di adeguamento previsti in progetto non alterano le attuali condizioni idrauliche del reticolo idrografico e della morfologia dell'alveo in esame.

Per il resto del tracciato le interferenze sono relative all'intercettazione di aree di compluvio e fossi minori.

Nell'ambito del presente studio si evidenzia pertanto che gli effetti idraulici indotti dalle opere previste in progetto su corsi d'acqua non alterano la situazione idraulica attuale, sia indirettamente sul territorio sia a questo limitrofo, nel pieno rispetto degli indirizzi formulati dal PGRA. per le interferenze con i corsi d'acqua principali.

5.3 Caratterizzazione fisica e idrografica dei bacini

La caratterizzazione fisiografica dei bacini individuati è stata eseguita mediante le seguenti basi:

- DEM (maglia 5 x 5 m);
- CTR 1:10.000;
- Tavole IGM scala 1:25.000;
- Ortofoto.

Per ciascun bacino individuato, sono state valutate le seguenti grandezze:

- **Superficie del bacino S** [km²]: elaborazione GIS; la superficie è calcolata sulla base del DEM, in relazione al poligono chiuso che individua ciascun singolo bacino idrografico;
- **Perimetro del bacino P** [km]: elaborazione GIS; la linea è calcolata sulla base del DEM, in relazione al poligono chiuso che individua ciascun singolo bacino idrografico;

- **Altitudine massima $H_{\max}$** [m.s.l.m.], altitudine minima (altitudine sezione di chiusura) $H_{\min}$ [m.s.l.m.]: elaborazione GIS, direttamente dalla base del DEM, come risultato di un'analisi di tipo statistico (valore minimo e massimo) delle quote altimetriche delle celle del DEM interne a ciascun poligono rappresentante il bacino analizzato;
- **Altitudine media H_{media}** [m.s.l.m.]: elaborazione numerica direttamente dal DEM, come risultato dell'analisi della curva ipsografica relativa al bacino indagato e riferita alla sezione di chiusura posta in corrispondenza del punto di interferenza del corso d'acqua con l'asse stradale;
- **Pendenza media del bacino i_v** [%]: elaborazione GIS direttamente dalla base del DEM, come risultato dell'analisi delle pendenze medie delle celle del DEM interne a ciascun poligono rappresentante il bacino idrografico analizzato;
- **Lunghezza dell'asta $L_{\max}$** [km]: calcolo automatico in GIS della lunghezza dei segmenti rappresentanti i corsi d'acqua digitalizzati, intesa come percorso idraulico più lungo all'interno del bacino idrografico analizzato.

I bacini idrografici individuati sono undici, di seguito denominati secondo una progressione numerica e rappresentati nella Corografia dei bacini idrografici principali (VE407_T00ID00IDRCO01/02_A) cui si rimanda.

Questi rappresentano la porzione di territorio che, in seguito alle precipitazioni, genera deflusso attraverso la sezione di chiusura coincidente con il punto di interferenza tra i corsi d'acqua individuati e l'infrastruttura stradale oggetto degli interventi. Per ogni bacino sono stati valutate le seguenti caratteristiche geomorfologiche elencate nel seguito.

In particolare sono state calcolate le grandezze che descrivono l'orografia e la planimetria del luogo e tutti i parametri altimetrici necessari alla definizione del bacino, quali:

- Pendenza media dell'asta principale i [%], data dal rapporto tra il dislivello tra sorgente e sezione di chiusura del bacino e la lunghezza dell'asta;

- Altezza massima e minima del bacino $H_{\max}$ e $H_{\min}$;
- Altezza massima e minima dell'alveo $h_{\max}$ e $h_{\min}$;
- Altezza media del bacino H_{media} , ricavata dalla curva ipsografica mediante la formula;

I valori delle grandezze elencate sono riportati nella Tabella 5.1 di seguito.

Tabella 5-2 - Caratteristiche dei bacini idrografici

Pk progetto	N° Bacino	Denominazione Bacino	Asta fluviale				Bacino idrografico				
			L asta [Km]	H max [m slm]	H media [m slm]	i [%]	Area [km ²]	Perimetro [km]	H max [m]	H min [m]	i [%]
0+210	01		0,04	1214	660	1,76	0,36	4,25	1222	387	26,6
0+820	02	Rio Val dei Frari	4,40	2118	1175,6	0,36	8,09	12,8	2118	399	35
1+520	03		0,02	1040	647,43	2,53	0,31	2,8	1040	415	31
2+100	04		0,34	1070	706,7	1,73	0,32	9,68	1070	406	36
2+350	05	Rio Salto del Lupo	1,28	1446	1052,3	0,78	0,53	3,67	1446	405	36
2+640	06	Torrente Fortignasi	0,82	1221	762,15	1,04	0,43	3,19	1221	413	35
3+140	07		0,05	978	580,16	0,53	0,58	3,38	978	410	25,33
3+880	08	Torrente Desedan	7,70	2370	1198,22	0,24	16,22	20,47	2370	409	29,3
6+800	09	Maè	33,36	3200	1303	0,07	234,20	179,1	3200	409	34
7+650	10		0,75	1266	682,32	0,96	1,99	6,29	1266	429	24
8+850	11		0,90	1382	882,77	0,92	0,80	4,22	1382	435	27,9
9+150	12		1,54	1560	874,36	0,62	0,88	18,25	1560	482	27,3
9+840	13		1,80	1784	1181,9	0,63	0,73	5,09	1784	539	27
9+960	14		2,22	1993	1295,2	0,60	1,98	21,67	1993	546	11,49
10+180	15		1,19	1584	883,87	0,76	0,55	4,25	1584	555	27
10+880	16		1,50	1692	1198,5	0,66	0,91	5,10	1692	588	24
11+150	17		0,40	1349	897,9	1,93	1,40	4,90	1349	458	26

Partendo dalle informazioni di carattere planimetrico è stata caratterizzata la forma del bacino attraverso i seguenti indici:

- **Fattore di circolarità:** esprime la somiglianza con un bacino di forma circolare avente lo stesso perimetro P

$$R_c = 4\pi \frac{A}{P^2};$$

$R_c \rightarrow 1$ forma tondeggiante;

$0.4 < R_c < 0.5$ forme ovali;

$R_c < 0.4$ forme allungate.

- **Fattore di uniformità:** è dato dal rapporto tra il perimetro del bacino e quello di un cerchio di uguale area.

$$R_u = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

- **Fattore di allungamento:** è il rapporto tra il diametro del cerchio di uguale area A e la lunghezza L dell'asta principale:

$$E = \frac{2\sqrt{A}}{L\sqrt{\pi}}$$

VE407

Studio di compatibilità idraulica

ID	Pk progetto	Area [km ²]	Lasta [km]	Perimetro [km]	R _c	R _u	E
1	0+210	0,39	0,04	4,25	0,27	1,92	17,62
2	0+820	8,09	4,4	12,80	0,62	1,27	0,73
3	1+520	0,31	0,02	2,80	0,50	1,42	31,41
4	2+100	0,35	0,34	9,68	0,05	4,59	1,97
5	2+350	0,53	1,28	3,67	0,49	1,43	0,64
6	2+640	0,44	0,82	3,19	0,54	1,36	0,91
7	3+120	0,58	0,05	3,38	0,64	1,25	17,19
8	3+921	16,22	7,7	20,47	0,49	1,43	0,59
9	6+800	234,20	33,36	179,00	0,09	3,30	0,52
10	7+660	1,99	0,75	6,29	0,63	1,26	2,12
11	8+840	0,80	0,9	4,22	0,56	1,33	1,12
12	9+150	0,88	1,54	18,25	0,03	5,47	0,69
13	9+840	0,73	1,8	5,09	0,35	1,68	0,54
14	9+980	1,98	2,22	21,67	0,05	4,34	0,72
15	10+180	0,55	1,19	4,25	0,38	1,62	0,70
16	10+620	0,91	1,5	5,10	0,44	1,50	0,72
17	11+150	1,40	0,40	4,90	0,73	1,17	3,34

5.4 Dati pluviometrici

La zona interessata dal bacino imbrifero è caratterizzata da un regime pluviometrico di tipo sub continentale con addensamento delle piogge nel semestre estivo-autunnale e un marcato minimo invernale (da Giugno a Novembre)

Nell'area di influenza del bacino imbrifero delle sezioni considerate ricade la stazione pluviometrica di “Longarone”, come si evince nella corografia dei bacini VE407_T00ID00IDRCO01A.

L'analisi pluviometrica è stata svolta mediante l'utilizzo dei dati messi a disposizione dal Dipartimento Regionale per la Sicurezza del Territorio – Servizio Centro Meteorologico di Teolo. I dati pluviometrici utilizzati per lo studio idrologico in esame provengono dalle registrazioni della stazione pluviometrica di Longarone.

Per questa stazione, attiva dal 1991, si riportano in tabella i metadati relativi alla posizione geografica.

Tabella 5-4 – Stazione pluviometrica Longarone

Stazione	Longarone	
Quota	435	m s.l.m.
Coordinata X	1754615	Gauss-Boaga fuso
Coordinata Y	5128434	Ovest (EPSG:3003)
Comune	LONGARONE (BL)	

Di tale stazione si riporta in allegato le serie storiche delle altezze di pioggia massime annuali relative ad intervalli di 1, 3, 6, 12 e 24 ore. I dati di pioggia sono stati desunti dai bollettini storici dell'ARPAV- Dipartimento Regionale per la Sicurezza del Territorio – Servizio Meteorologico. Ultimo anno di pubblicazione è stato il 2020. Nello specifico si sono consultati gli annali che vanno dall'anno 1992 all'anno 2020 per un totale di 29 anni di osservazioni. Le serie storiche

desunte dagli annali idrologici 1992-2020 sono riportate nelle tabelle inserite in progetto. A partire da questi dati si sono calcolate le curve di possibilità pluviometriche per i diversi tempi di ritorno.

Le CPP (Curve di Possibilità Pluviometrica), caratteristiche per la stazione pluviometrica permettono di determinare per ogni durata dell'evento l'altezza di pioggia temibile.

Esse sono state costruite sia sulla base dati di pioggia attualmente disponibili (sino al 2020), per tempi di ritorno T di piena ordinaria, pari a 5, 10 e 25 anni, e tempi di ritorno T più elevati, pari a 50, 100, 200, 300 e 500 anni, per poter definire al meglio il rischio idrogeologico seguendo le procedure del PAI. La distribuzione di probabilità di Gumbel adattata ai dati di pioggia trova vasta applicazione nel caso di serie di dati estremi.

Secondo Gumbel la funzione di distribuzione limite, ossia di distribuzione cumulata, CDF, definita per $x > 0$, è:

$$F_x(x) = \exp \left[- e^{-(x-v)/\alpha} \right]$$

La distribuzione Gumbel è una distribuzione biparametrica, dove il parametro di locazione v coincide con la moda della distribuzione, poiché $df(x)/dx=0$, mentre il parametro di scala α rappresenta una misura di dispersione. Entrambi i parametri si possono stimare con il metodo dei momenti, ossia eguagliando i momenti della popolazione a quelli del campione; in tal caso, essendo due i parametri da stimare, si sono eguagliati solo i momenti del primo (media) e del secondo ordine (varianza).

Per la distribuzione di Gumbel, applicando il metodo dei momenti, si sono calcolati α e v con le seguenti relazioni:

$$\alpha = \frac{1.283}{s} \quad v = \bar{x} - \frac{0.5772}{\alpha}$$

Dove $\bar{x}$ e s sono rispettivamente pari a media e scarto quadratico medio della distribuzione per ogni durata, determinati con le seguenti formule:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{v=1}^N x_v}{N} \quad s = \frac{\sum_{v=1}^N (x_v - \bar{x})^2}{N-1}$$

Nell'applicare il metodo descritto, si sono considerate per la stazione pluviometrica di Longarone le piogge di massima intensità, per durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore (vedi Tabelle in Appendice). Si sono determinati i valori di media, scarto quadratico medio, α e v per ciascuna durata di pioggia. Fissati i tempi di ritorno per determinare la CPP, ovvero le altezze di precipitazione per le varie durate di pioggia ed in riferimento ai tempi di ritorno sono usate delle leggi teoriche (con espressione analitica nota) che ben si sono adattate alla curva empirica di distribuzione di probabilità costruita con i dati campionari qui usati. L'espressione analitica della legge di Gumbel in forma esplicita è:

$$h_{d,T} = v_d - (1/\alpha_d) \ln [\ln (T/(T-1))]$$

Calcolati, α e v si sono ricavate le altezze di precipitazione per ogni tempo di ritorno ($T = 5, 10, 25, 50, 100, 200, 300$ e 500 anni). Noti i quantili per le varie durate di pioggia si sono disposti questi valori su un diagramma (h, d). Si sono calcolati, allora, una serie di punti interpolabili da una curva con equazione del tipo:

$$h = a \cdot d^n$$

che rappresenta la Curva di Probabilità Pluviometrica, per fissato tempo di ritorno. Questa curva fornisce, per fissato tempo di ritorno e per fissata durata, la massima altezza di pioggia complessiva dell'evento. Tuttavia, in genere la CPP si costruisce su scala logaritmica, ovvero i quantili sono regolarizzati tramite diagrammi del tipo ($\log h, \log d$), poiché dal grafico ottenuto si estrapolano la pendenza della retta che corrisponde al valore di n_T ed il valore dell'intercetta di

cui si è fatto l'esponenziale, corrispondente ad a_T . Qui di seguito si riportano i parametri calcolati per tutti i tempi di ritorno.

Tabella 5-5: Parametri CPP

LONGARONE		
Tr	a	n
2	29,908	0,4063
5	38,447	0,4129
10	44,098	0,415
30	52,636	0,4179
50	56,533	0,42
100	61,79	0,42
200	67,027	0,4211
300	70,085	0,4216
500	73,935	0,422

L'analisi idrologica e idraulica si è quindi svolta a partire dalle informazioni delle stazioni pluviometriche. Tali risultati hanno permesso l'individuazione delle portate. Tali portate stimate sono state poi confrontate con le portate fornite dall'Autorità di distretto delle Alpi Orientali nell'ambito del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA). I tempi di ritorno di riferimento sono quelli adoperati nel PGRA: 30, 100 e 300 anni.

5.5 Tempo di corrivazione dei bacini

Ai fini di un confronto critico, il tempo di corrivazione relativo a ciascun bacino idrografico indagato è stato calcolato scegliendo la formula più idonea, tra quelle presenti in letteratura, a descrivere il comportamento del bacino oggetto dello studio. Si è scelto di suddividere i bacini, in funzione della loro estensione, in quattro categorie:

- 1° Gruppo: bacini aventi superficie inferiore a 1.5 Km^2 ;
- 2° Gruppo: bacini aventi superficie compresa $1.5 \text{ Km}^2 < S < 20 \text{ Km}^2$;
- 3° Gruppo: bacini aventi superficie maggiore di 20 Km^2 .

Tra le formule presenti in letteratura si sono scelte quelle che in base all'estensione e alle caratteristiche del suolo approssimano meglio il comportamento del bacino.

Per i bacini del 1° Gruppo è stata scelta la formula di Kirpich

$$t_c = 0.000325 (L_p / i^{0.5}_a)^{0.77}$$

Per i bacini del 2° Gruppo è stata scelta la formula del SCS

$$t_c = 0.57 (100 L_p^{0.8} (1000/CN - 9)^{0.7} / (P_b^{0.5}))$$

Per l'unico bacino del 3° Gruppo sono stati scelti i tempi di corrivazione derivanti dagli idrogrammi di piena forniti dall'Autorità di distretto delle Alpi Orientali. Nello specifico per il Torrente Maè il tempo di corrivazione è stato posto pari a 12 ore.

Per tutte le formule precedenti si ha che:

t_c = tempo di corrivazione

A = area del bacino

L = lunghezza dell'asta principale

S_b = pendenza media del bacino

I_a = pendenza media dell'alveo

La stima del tempo di crescita dell'onda di piena è stata invece ricavata con la seguente formula: -

$$T_P = \frac{D}{2} + T_{lag}$$

Dove: D = durata della pioggia che genera deflusso [h] = 0.133 T_c

T_{lag} = intervallo tra il centroide della pioggia ed il colmo = 0.6 T_c

I valori del parametro di assorbimento CN sono stati ricavati secondo la metodologia elaborata dal CIMA (Centro di Ricerca Interuniversitario in Monitoraggio Ambientale, Savona) per conto e in coordinamento con la Protezione Civile Nazionale.

La carta del CN è costruita sulla base delle informazioni sull'uso del suolo, la litologia e la permeabilità a disposizione. La procedura prevede inizialmente l'associazione a ogni tipologia di copertura del territorio di un valore di CN secondo la classificazione riportata nella seguente tabella.

Tabella 5-6 CN per tipologie di uso suolo

DESCRIZIONE	CN	DESCRIZIONE	CN
1111 - TESSUTO RESIDENZIALE COMPATTO E DENSO	95	3111 - BOSCHI DI LATIFOGIE	50
1112 - TESSUTO RESIDENZIALE RADO	95	31121 - PIOPPETI SALICETI EUCALITTETI	50
1121 - TESSUTO RESIDENZIALE RADO E NUCLEIFORME	95	31122 - SUGHERETE	65
1122 - FABBRICATI RURALI	95	31123 - CASTAGNETI DA FRUTTO	50
1211 - INSEDIAMENTO INDUSTRIALI/ARTIG. E COMM. E SPAZI ANNESSI	95	31124 - ALTRO	50
1212 - INSEDIAMENTO DI GRANDI IMPIANTI DI SERVIZI	95	3121 - BOSCHI DI CONIFERE	70
1221 - RETI STRADALI E SPAZI ACCESSORI	95	3122 - CONIFERE A RAPIDO ACCRESCIMENTO	70
1222 - RETI FERROVIARIE E SPAZI ANNESSI	95	313 - BOSCHI MISTI DI CONIFERE E LATIFOGIE	60
1223 - GRANDI IMPIANTI DI CONCENTRAMENTO E SMISTAMENTO MERCI	99	321 - AREE A PASCOLO NATURALE	75
1224 - IMPIANTI A SERVIZIO DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE	95	3221 - CESPUGLIETI ED ARBUSTETI	65
123 - AREE PORTUALI	95	3222 - FORMAZIONI DI RIPANON ARBOREE	65
124 - AREE AEROPORTUALI ED ELIPORTI	95	3231 - MACCHIA MEDITERRANEA	65
131 - AREE ESTRATTIVE	75	3232 - GARIGA	65
1321 - DISCARICHE	75	3241 - AREE A RICOLONIZZAZIONE NATURALE	70
1322 - DEPOSITI DI ROTTAMI A CIELO APERTO, CIMITERI DI AUTOVEICOLI	75	3242 - AREE A RICOLONIZZAZIONE ARTIFICIALE	70
133 - CANTIERI	95	3311 - SPIAGGE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	40
141 - AREE VERDI URBANE	70	3312 - AREE DUNALI NON COPEPTE DA VEGETAZIONE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	40
1421 - AREE RICREATIVE E SPORTIVE	95	3313 - AREE DUNALI COPEPTE DA VEGETAZIONE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	40
1422 - AREE ARCHEOLOGICHE	75	3315 - LETTI DI TORRENTI DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	99
143 - CIMITERI	95	332 - PARETI ROCCIOSE E FALESIE	75
2111 - SEMINATIVI IN AREE NON IRRIGUE	60	333 - AREE CON VEGETAZIONE RADA > 5% E<40%	75
2112 - PRATI ARTIFICIALI	75	411 - PALUDI INTERNE	99
2121 - SEMINATIVI SEMPLICI E COLTURE ORTICOLE A PIENO CAMPO	60	421 - PALUDI SALMASTRE	99
2122 - RISAIE	99	422 - SALINE	75

DESCRIZIONE	CN	DESCRIZIONE	CN
2123 - VIVAI	70	423 - ZONE INTERTIDALI	99
2124 - COLTURE IN SERRA	75	5111 - FIUMI, TORRENTI E FOSSI	99
221 - VIGNETI	60	5112 - CANALI E IDROVIE	99
222 - FRUTTETI E FRUTTI MINORI	60	5121 - BACINI NATURALI	99
223 - OLIVETI	60	5122 - BACINI ARTIFICIALI	99
231 - PRATI STABILI	75	5211 - LAGUNE, LAGHI E STAGNI COSTIERI A PRODUZIONE ITTICA NATURALE	99
2411 - COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE ALL'OLIVO	60	5212 - ACQUACOLTURE IN LAGUNE, LAGHI E STAGNI COSTIERI	99
2412 - COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE AL VIGNETO	99	522 - ESTUARI E DELTA	99
2413 - COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE AD ALTRE COLTURE PERMANENTI	60	5231 - AREE MARINE A PRODUZ. ITTICA NATURALE	99
242 - SISTEMI COLTURALI E PARTICELLARI COMPLESSI	60	5232 - ACQUACOLTURE IN MARE LIBERO	99
243 - AREE PREV. OCCUPATE DA COLTURE AGRARIE CON PRESENZA DI SPAZI NATURALI IMPORTANTI	70		
244 - AREE AGROFORESTALI	70		

Come indicato dalla metodologia CIMA - Protezione Civile Nazionale, si è proceduto ad analizzare le informazioni presenti nella Carta geologica, al fine di ottenere fattori correttivi per il calcolo definitivo dei valori di CN a scala regionale.

Ogni classe è stata indagata e, in considerazione degli aspetti geologici preminenti e delle caratteristiche di permeabilità proprie, sono stati stimati i coefficienti di variazione del CN da attribuire a ogni tipo litologico.

Qui di seguito sono riportati i tempi di corrivazione calcolati con le diverse formule sopracitate per ciascun bacino.

Tabella 5-7 - Tempi di corrivazione bacini idrografici

N°	A [km²]	Kirpich	SCS	Da valutazione Distretto delle Alpi Orientali
1	0,56	0,027		
2	8,09		1,011	
3	0,36	0,018		
4	0,42	0,022		
5	0,63	0,083		
6	0,49	0,047		
7	0,66	0,075		

N°	A [km²]	Kirpich	SCS	Da valutazione Distretto delle Alpi Orientali
8	16,22		1,776	
9	234,20			12
10	1,99	0,054		
11	0,80	0,064		
12	0,88	0,111		
13	0,73	0,125		
14	1,98		0,216	
15	0,55	0,085		
16	0,91	0,107		
17	1,40	0,197		

5.6 METODO DI STIMA DELLE PORTATE AL COLMO

Ai fini della modellazione idrologica, per poter fare un modello di trasformazione delle piogge in portate nelle sezioni di attraversamento del rilevato stradale delle aste principali, per differenti tempi di ritorno, sono state utilizzate due metodologie e per una delle metodologie sono stati usati come input una volta le altezze di pioggia ottenute dai valori di a ed n riportati dalle carte del PAI incrementati del 10% e una volta mediante i valori di a ed n ricavate dalle CPP. Infine, come valore di progetto si è scelto il più gravoso, e quindi più cautelativo. In definitiva, per calcolare le portate dei corsi d'acqua in corrispondenza delle sezioni interessate dal nuovo asse stradale, sono stati seguiti i seguenti due metodi.

Il primo metodo è quello del Soil Conservation Service (CN) che consiste, in breve, nelle seguenti fasi:

- calcolo del tempo di corrvazione;
- calcolo dell'altezza di precipitazione per dati parametri a ed n per dato tempo di corrvazione e tempo di ritorno;
- calcolo del K_T coefficiente di crescita della pioggia che cresce al crescere dei tempi di ritorno;
- calcolo della Perdita di Volume di pioggia iniziale e Calcolo della capacità di ritenzione potenziale (entrambi funzione del Curve Number);
- calcolo della pioggia netta e della portata di piena defluita.

Il secondo metodo è il Metodo Razionale che può essere brevemente sintetizzato nei seguenti passaggi:

- Calcolo del tempo di corrvazione del bacino;
- Calcolo dell'intensità di precipitazione i [mm/h] per dato tempo di corrvazione sulla curva di possibilità pluviometrica della zona omogenea d'interesse
- Calcolo del K_T e moltiplico per l'intensità di precipitazione;
- Calcolo della portata defluita mediante la formula razionale.

Nella tabella sottostante sono riportati tutti i valori dei parametri utilizzati per il calcolo delle portate al colmo dei bacini sottesi alle sezioni in corrispondenza dell'interferenza con il nuovo asse stradale.

Tabella 5-8- Parametri idrologia dei bacini di progetto

Dati usati per metodologia VAPI SCS Tr=200						
NOME	ID	Area [km ²]	$h_{t,Tr=200}$	S_{max} invaso	coeff SCS	Q
0+210	1	0,39	140.9	44,82	0,58	8,05
Vallone dei Frari	2	8,09	146.1	108,86	0,24	33,61
1+520	3	0,31	161.3	31,39	0,61	5,65
2+100	4	0,35	140.6	37,95	0,59	6,21
2+350	5	0,53	136.8	108,86	0,4	6,1
2+640	6	0,44	124.2	75,87	0,53	6,47
2+840	7	0,58	124.3	114,12	0,52	8,32
Torrente Desedan	8	16,22	134.6	114,12	0,31	63,04
Maè	9	234,20	106.2	63,5	0,68	797,36
8+280	10	1,99	111.4	84,67	0,58	26,9
8+840	11	0,80	92.3	119,53	0,74	14,25
9+150	12	0,88	97.6	149,17	0,43	8,95
9+840	13	0,73	92.3	207,82	0,62	10,69
9+980	14	1,98	89.9	41,35	0,26	3,16
10+180	15	0,55	91.7	125,1	0,49	6,56
10+620	16	0,91	101.0	149,17	0,46	9,97
11+150	17	1,40	90.6	136,8	0,25	3,02

Tabella 5-9 - Dati riepilogativi per il calcolo delle portate al colmo con la formula Razionale

Dati Bacino			Metodo Razionale		
N°	A [km ²]	Pk	$h_{t,Tr=200}$	$\phi_{coeff\ SCS}$	Q
1	0,39	0+210	2,40	0,58	8,14
2	8,09	0+820	67,32	0,22	32,58
3	0,31	1+520	1,64	0,61	5,71
4	0,35	2+100	2,01	0,59	6,25
5	0,53	2+300	6,94	0,40	5,92

Dati Bacino			Metodo Razionale		
N°	A	Pk	ht,	ϕ coeff SCS	Q
6	0,44	2+640	4,14	0,54	6,34
7	0,58	2+840	6,32	0,52	8,12
8	16,22	4+000	85,31	0,28	61,26
9	234,20	6+800	190,33	0,69	709,39
10	1,99	8+280	4,67	0,59	28,11
11	0,80	8+840	5,40	0,74	14,09
12	0,88	9+150	9,17	0,43	8,70
13	0,73	9+840	10,24	0,62	10,28
14	1,98	9+980	17,12	0,07	3,09
15	0,55	10+180	7,06	0,49	6,34
16	0,91	10+620	8,82	0,46	9,72
17	1,40	11+150	15,66	0,09	2,92

La valutazione delle portate al colmo è stata effettuata sia mediante la metodologia del SCS sia mediante il metodo razionale.

5.7 Sintesi dei risultati

Nella tabella che segue si riporta la sintesi dei valori di calcolo delle portate T_r 200 anni, con i diversi metodi sopra enunciati, per le varie sezioni dei bacini considerati

Tabella 5-10 - Dati riepilogativi delle portate al colmo

Dati Bacino			$Q_{Tr=200}$	
N°	A [km ²]	Pk	$Q_{razionale}$	Q_{scs}
1	0,56	0+210	8,14	8,05
2	8,09	0+820	32,58	33,61
3	0,36	1+520	5,71	5,65
4	0,42	2+100	6,25	6,21
5	0,63	2+350	5,92	6,10
6	0,49	2+640	6,34	6,47

Dati Bacino			Q _{Tr=200}	
N°	A	Pk	Q _{razionale}	Q _{scs}
7	0,66	2+840	8,12	8,32
8	16,22	4+000	61,26	63,04
9	234,20	6+800	709,39	797,36
10	1,99	8+280	28,11	26,90
11	0,80	8+840	14,09	14,25
12	0,88	9+150	8,70	8,95
13	0,73	9+840	10,28	10,69
14	1,98	9+980	3,09	3,16
15	0,55	10+180	6,34	6,56
16	0,91	10+620	9,72	9,97
17	1,40	11+150	2,92	3,02

6 APPLICAZIONE DEI CRITERI DELL'INVARIANZA IDRAULICA

6.1 Principi normativi dell'invarianza

L'impermeabilizzazione delle superfici e la loro regolarizzazione, come noto, contribuiscono all'incremento del coefficiente di deflusso ed al conseguente aumento del coefficiente udometrico delle aree trasformate, è quindi in corso la valutazione della compatibilità idraulica secondo il principio dell'invarianza idraulica.

La perdita di suolo permeabile, a seguito della realizzazione delle opere in progetto, determina un incremento del coefficiente di deflusso delle acque di pioggia e il conseguente aumento del deflusso superficiale.

L'impermeabilizzazione del territorio rappresenta la principale causa di degrado del suolo.

Per contrastare tale fenomeno le modificazioni dovranno essere accompagnate da interventi capaci di compiere una mitigazione e compensazione al fine di garantire il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica.

L'obiettivo dell'invarianza idraulica richiede, a chi propone una trasformazione d'uso, di accollarsi, attraverso opportune azioni compensative nei limiti di incertezza del modello adottato per i calcoli dei volumi, gli oneri del consumo della risorsa territoriale costituita dalla capacità di un bacino di regolare le piene e quindi di mantenere le condizioni di sicurezza territoriale nel tempo. Bisogna quindi determinare il volume da destinare alla laminazione delle piene sia quello necessario a garantire che la portata di efflusso rimanga costante e pari ad un valore ammissibile per il corpo idrico ricettore.

Per quanto riguarda il principio dell'invarianza idraulica, in linea generale le misure compensative sono da individuarsi nella predisposizione di volumi di invaso che consentano la laminazione delle piene. Nelle aree in trasformazione

andranno pertanto predisposti dei volumi che devono essere riempiti man mano che si verifica deflusso dalle aree stesse fornendo un dispositivo che ha rilevanza a livello di bacino per la riduzione delle piene nel corpo idrico recettore.

Il primo passo è quello di definire e classificare gli interventi secondo le soglie dimensionali riportate nell'Allegato A alla Dgr n. 2948 del 06 ottobre 2009. Lo scopo di questa procedura è quello di determinare il potenziale effetto indesiderato dell'opera o viceversa dimostrare che l'opera non richiede una misura compensativa specifica.

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Figura 6.1 - Classi di intervento (Allegato A al Dgr. n.2948/2009)

Appurata la necessità delle opere in progetto, in questa sede, si è proceduto alla verifica della possibilità di raccolta delle acque piovane (proveniente dalla superficie stradale) e il loro allontanamento mediante un sistema di condotte e fossi di guardia, all'interno delle aree di progetto, al fine di agevolare i naturali fenomeni di ritenzione delle acque, infiltrazione nel suolo, laminazione e scarico in corpo idrico superficiale.

Nel caso in progetto, dal momento che l'opera è provvista un sistema di raccolta, trattamento e smaltimento delle acque piovane, i bacini cui si farà riferimento per la presente analisi saranno quelli già determinati al fine del dimensionamento delle n. 13 vasche di trattamento delle acque di prima pioggia, secondo quanto previsto dal paragrafo 5.2.1 della Relazione idraulica. La determinazione di tali bacini sfrutterà quindi l'idraulica di piattaforma già dimensionata.

In funzione di quanto detto si è provveduto quindi ad identificare la classe di intervento per ciascuno dei 14 tratti.

Tabella 6-1 - Classe di intervento di ciascun bacino in analisi

Bacino	Vasca di prima pioggia corrispondente	Classe di intervento
01	VP1	Significativa impermeabilizzazione
02	VP2	Modesta impermeabilizzazione
03	VP3	Significativa impermeabilizzazione
04	VP4	Significativa impermeabilizzazione
04A	VP4A	Significativa impermeabilizzazione
04B	VP4B	Significativa impermeabilizzazione
05	VP5	Significativa impermeabilizzazione
06	VP6	Significativa impermeabilizzazione
07	VP7	Significativa impermeabilizzazione
08	VP8	Significativa impermeabilizzazione
09	VP9	Significativa impermeabilizzazione
10	VP10	Significativa impermeabilizzazione
11	VP11	Significativa impermeabilizzazione
12	VP12	Significativa impermeabilizzazione
13	VP13	Significativa impermeabilizzazione

La ricostruzione dei bacini afferenti alla condizione post operam dimostra che l'intervento riguarda sempre una superficie di estensione superiore a 0,1 ettaro, pertanto richiede sempre un trattamento di compensazione adeguato. Inoltre, data la preponderanza della classe "significativa impermeabilizzazione", si decide cautelativamente di imporre quest'ultima condizione per tutti bacini in esame.

6.2 Analisi delle piogge

Come già detto i bacini presi in esame in questa verifica sono le porzioni di strada afferenti a tutte le vasche di prima pioggia. Si adotta, secondo norma, “un coefficiente udometrico, preesistente alle aree oggetto d'intervento, pari a 10 l/s*ha come valore limite da non superare allo scarico nel ricettore finale” (corpo idrico superficiale).

Per tali aree scolanti sono state fatte le necessarie valutazioni idrologiche per l'individuazione delle portate prodotte.

ID Vasca	ID Bacino	PK inizio	PK fine	L
[-]	[-]	[-]	[-]	[m]
VP1	01	0	323	320
VP2	02	323	880	557
VP3	03	880	1400	522
VP4	04	1400	1700	300
VP4A	04A	2200	1700	500
VP4B	04B	2200	2540	340
VP5	05	2540	3000	438
VP6	06	3000	3920	940
VP7	07	3920	5200	1280
VP8	08	5200	6160	960
VP9	09	6160	6800	640
VP10	10	6800	7840	1040
VP11	11	7840	8920	1065
VP12	12	8920	10640	1732
VP13	13	10640	11231	578

Nel presente studio, per la determinazione delle altezze di pioggia massime, sono state utilizzate le curve di possibilità pluviometrica ricavate col metodo di Gumbel dall'Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto – (https://www.arpa.veneto.it/bollettini/storico/precmax/0199_M.htm)

e qui di seguito riportate:

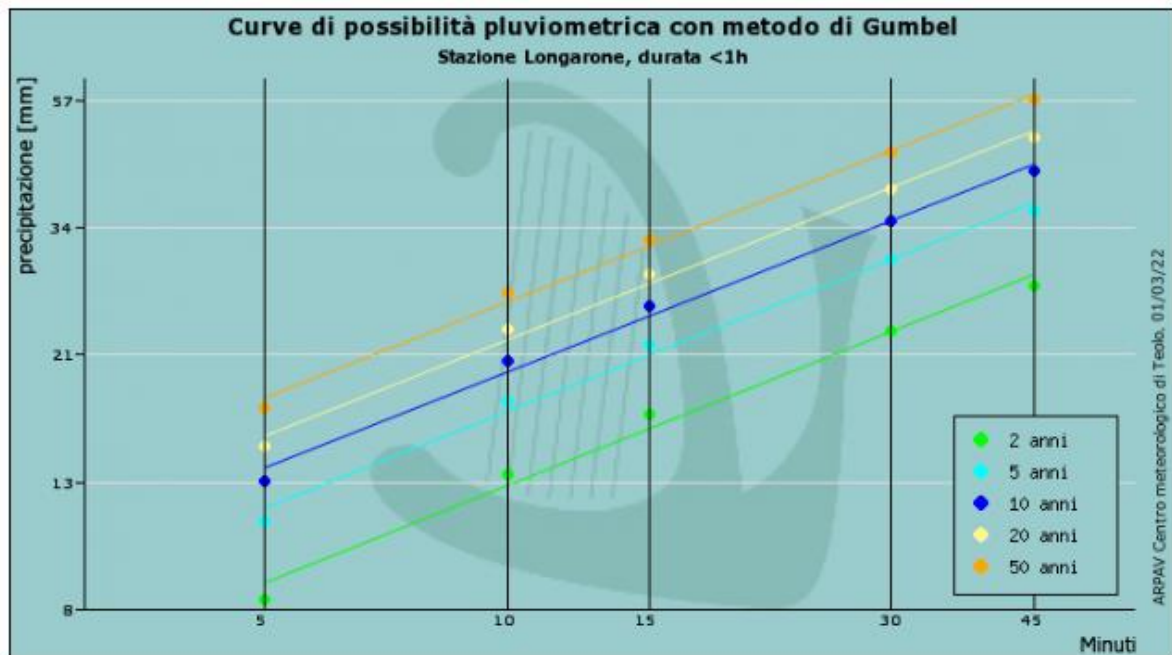


Figura 6-1 Stralcio Figura 6.2 - CPP con il metodo Gumbel per la Stazione Longarone, durata <1h

Parametri delle curve di possibilità pluviometriche con durata <1h (espressa in ore)		
Tempo di ritorno	a	n
2 anni	33.474	0.552
5 anni	44.476	0.548
10 anni	51.761	0.546
20 anni	58.749	0.544
50 anni	67.794	0.543

Figura 6-2 Stralcio Figura 6.3 - Parametri delle CPP con durata <1h

Fissato il tempo di ritorno della sollecitazione meteorica di progetto (si è scelto un tempo di ritorno pari a 50 anni come indicato dalla norma) ed individuati i parametri descrittivi le curve di possibilità pluviometriche, è stato quindi possibile calcolare le altezze di pioggia di data frequenza di accadimento e di fissata durata.

La stazione pluviometrica di riferimento è la seguente:

- Longarone;

Per questa, i valori di a ed n risultano tabellati come segue:

Tabella 6.3 - Parametri a ed n

	a	n
Longarone	67.794	0.543

È quindi possibile individuare la curva di probabilità pluviometrica per il sito in esame, corrispondente ad un determinato tempo di ritorno $T=50$ anni.

Per maggiori approfondimenti sullo studio delle piogge si rimanda all'elaborato: PA83_T00ID00IDRRE01_B.

Si osserva inoltre che poiché i bacini oggetto dello studio hanno un'estensione contenuta e, conseguentemente, tempi di corrivazione inferiori all'ora si è utilizzata la CPP per durate di pioggia inferiori all'ora per la valutazione delle altezze di pioggia:

Tabella 6.4 - Dati di pioggia dei bacini in esame

ID Bacino	DATI DI PIOGGIA					
	T corr AO e PO		CPP		Bacino Stradale	Bacino Naturale
	T corrivazione bacino stradale	T corrivazione bacino naturale	a	n	$h_{tcorr,50anni}$	$h_{tcorr,50anni}$
[-]	[s]	[s]	[-]	[-]	[mm]	[mm]
01	428	320	67.794	0.543	21.33	18.21
02	522.8	557	67.794	0.543	23.78	24.61
03	508.8	522	67.794	0.543	23.43	23.76
04	420	300	67.794	0.543	21.11	17.59
04A	500	500	67.794	0.543	23.21	23.21
04B	436	340	67.794	0.543	21.55	18.82
05	475.2	438	67.794	0.543	22.58	21.60

DATI DI PIOGGIA						
T corr AO e PO		CPP		Bacino Stradale	Bacino Naturale	
ID Bacino	T corrivazione bacino stradale	T corrivazione bacino naturale	a	n	$h_{tcorr,50anni}$	$h_{tcorr,50anni}$
[-]	[s]	[s]	[-]	[-]	[mm]	[mm]
06	676	940	67.794	0.543	27.34	32.70
07	812	1280	67.794	0.543	30.20	38.67
08	684	960	67.794	0.543	27.51	33.07
09	556	640	67.794	0.543	24.59	26.54
10	716	1040	67.794	0.543	28.21	34.54
11	726	1065	67.794	0.543	28.42	34.99
12	992.8	1732	67.794	0.543	33.68	45.57
13	531.2	578	67.794	0.543	23.98	25.11

Per il calcolo dei tempi di corrivazione per le condizioni Post Operam si sono considerati 5 minuti di accesso ai collettori e una velocità media nelle tubazioni pari a 2.5 m/s derivante dai calcoli effettuati per i collettori di progetto.

Per quanto riguarda il calcolo del tempo di corrivazione del bacino naturale si è utilizzata la formula di Viparelli e quindi si è ipotizzata una velocità di scorrimento pari a 1 m/s, valore supportato da letteratura e assai cautelativo

6.3 Verifica del sistema e valutazione delle misure compensative

Al fine di verificare l'invarianza del sistema è stato eseguito un confronto tra le portate provenienti dalla superficie stradale e il volume immagazzinabile nel sistema di fossi vegetati drenanti, assimilabili a piccole strutture serbatoio aventi sviluppo longitudinale, di collegamento tra le vasche di prima pioggia e il recettore finale.

In particolare tale accorgimento si ottiene mediante la mancata adozione del rivestimento in cls per cui la sezione disponibile ad essere vegetata risulta congruente alle seguenti 4 tipologie progettuali.

Le portate considerate in arrivo al sistema sono quelle prodotte dalle superfici a seguito dell'impermeabilizzazione al netto delle portate naturalmente defluenti. A tal proposito si sono considerate le condizioni Ante Operam e Post Operam.

Nella tabella seguente si riportano, per ciascun bacino, le portate defluenti nelle condizioni Ante Operam.

Tabella 6.6 - Analisi del territorio nella condizione ante operam per la determinazione della portata totale

ID Bacino	ANTE OPERAM										
	Viabilità esistente	Larghezza	Superficie Impermeabile Viabilità esistente		Coef deflusso ϕ	Q	Suolo Verde		Coef deflusso ϕ	Q	Q _{totale ANTE OPERAM}
	[m]	[m]	[m ²]	[ha]	[-]	[m ³ /s]	[m ²]	[ha]	[-]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
01	500.00	10.5	5250.0	0.53	0.9	0.21	7910.0	0.79	0.1	0.03	0.24
02	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	7954.5	0.80	0.1	0.04	0.04
03	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	14877.0	1.49	0.1	0.07	0.07
04	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	6750.0	0.68	0.1	0.04	0.04
04A	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	10850.0	1.09	0.1	0.08	0.08
04B	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	7990.0	0.80	0.1	0.04	0.04
05	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	12483.0	1.25	0.1	0.06	0.06
06	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	15990.0	1.60	0.1	0.06	0.06
07	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	24780.0	2.48	0.1	0.07	0.07
08	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	24660.0	2.47	0.1	0.08	0.08
09	0.00	10.5	0.0	0.00	0.9	0.00	13380.0	1.34	0.1	0.06	0.06
10	1040.00	10.5	10920.0	1.09	0.9	0.33	12420.0	1.24	0.1	0.04	0.37
11	1065.00	10.5	11182.5	1.12	0.9	0.33	14310.0	1.43	0.1	0.05	0.38
12	692.80	10.5	7274.4	0.73	0.9	0.17	17139.6	1.71	0.1	0.05	0.22
13	289.00	10.5	3034.5	0.30	0.9	0.12	6976.5	0.70	0.1	0.03	0.15

Come si evince dalla tabella, si riscontra che in alcuni bacini in esame il tratto d'opera si sovrappone ad una viabilità esistente.

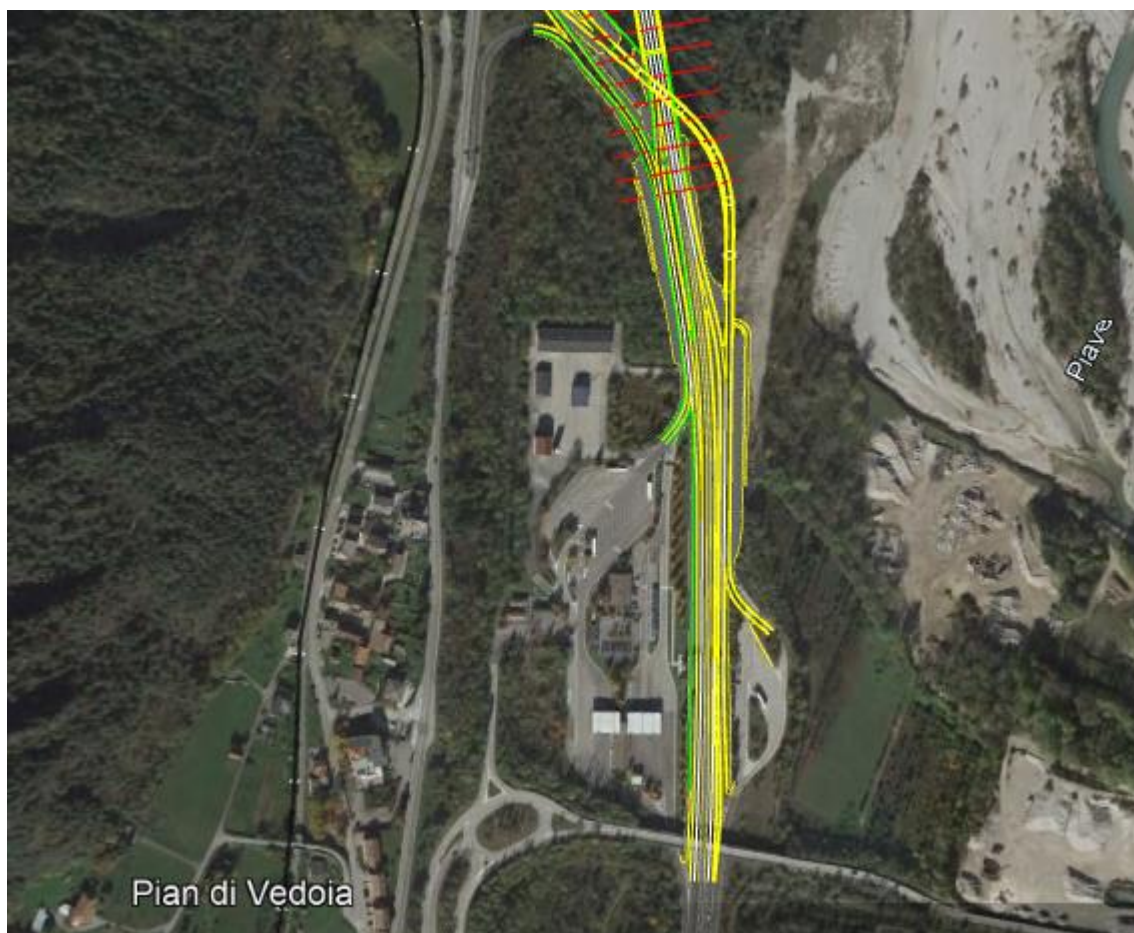


Figura 6-3 Stralcio Figura 6.3-4 Planimetria delle Figure: 2.2.1 – Immagini da Google Earth in corrispondenza delle progressive pK0+000 e PK 1+020

In altri bacini, invece, il tracciato attraversa quasi esclusivamente aree a verde.



Figura 6-5 Immagini da Google Earth in corrispondenza della pk 3+500

Nella tabella seguente, si riportano, per ciascun bacino, le portate defluenti nelle condizioni Post Operam:

Tabella 6.7 – Analisi delle superfici e dei coefficienti di deflusso nelle condizioni post operam per la determinazione della portata totale da smaltire

ID Bacino	POST OPERAM														
	Asse Principale				Viadotto	Fossi di guardia				Ingombro rilevati					
	Superficie Impermeabile Asse Principale		Coef deflusso ϕ	Q	L	Superficie Impermeabile Fossi di guardia		Coef deflusso ϕ	Q	Superficie Ingombro rilevati		Coef deflusso ϕ	Q	Q tot	Area Totale
[-]	[m ²]	[ha]	[-]	[m ³ /s]	[m]	[m ²]	[ha]	[-]	[m ³ /s]	[m ²]	[ha]	[-]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ²]
01	5880	0.588	0.9	0.24		1680	0.168	0.6	0.05	5600	0.56	0.1	0.03	0.31	13160
02	5848.5	0.58485	0.9	0.24	440	351	0.0351	0.6	0.01	1755	0.1755	0.1	0.01	0.26	7954.5
03	5481	0.5481	0.9	0.23		1566	0.1566	0.6	0.04	7830	0.783	0.1	0.04	0.31	14877
04	3150	0.315	0.9	0.14		0	0	0.6	0.00	3000	0.3	0.1	0.02	0.16	6750
04A	5250	0.525	0.9	0.22		0	0	0.6	0.00	5000	0.5	0.1	0.02	0.24	10850

ID Bacino	POST OPERAM													
	Asse Principale				Viadotto	Fossi di guardia				Ingombro rilevati				
	Superficie Impermeabile Asse Principale		Coef deflusso ϕ	Q	L	Superficie Impermeabile Fossi di guardia		Coef deflusso ϕ	Q	Superficie Ingombro rilevati		Coef deflusso ϕ	Q	Q tot
[-]	[m ²]	[ha]	[-]	[m ³ /s]	[m]	[m ²]	[ha]	[-]	[m ³ /s]	[m ²]	[ha]	[-]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
04B	3570	0.357	0.9	0.16		0	0	0.6	0.00	3400	0.34	0.1	0.02	0.18
05	4599	0.4599	0.9	0.20		1314	0.1314	0.6	0.04	6570	0.657	0.1	0.03	0.27
06	9870	0.987	0.9	0.36	600	1020	0.102	0.6	0.02	5100	0.51	0.1	0.02	0.40
07	13440	1.344	0.9	0.45	650	1890	0.189	0.6	0.04	9450	0.945	0.1	0.04	0.53
08	10080	1.008	0.9	0.36	150	2430	0.243	0.6	0.06	12150	1.215	0.1	0.05	0.47
09	6720	0.672	0.9	0.27	270	1110	0.111	0.6	0.03	5550	0.555	0.1	0.02	0.32
10	10920	1.092	0.9	0.39	350	2070	0.207	0.6	0.05	10350	1.035	0.1	0.04	0.48
11	11182.5	1.11825	0.9	0.39	270	2385	0.2385	0.6	0.06	11925	1.1925	0.1	0.05	0.50
12	18186	1.8186	0.9	0.56		1038	0.1038	0.6	0.02	5190	0.519	0.1	0.02	0.64
13	6069	0.6069	0.9	0.25	205	657	0.0657	0.6	0.02	3285	0.3285	0.1	0.01	0.29

Individuate le portate nelle due diverse condizioni si è calcolata la differenza tra le due e quindi il volume da laminare.

Come si evince nella tabella sottostante si è considerato, in tale valutazione, il contributo del volume dei "piccoli invasi" dovuti a pozzanghere e discontinuità degli asfalti, velo residuo superficiale, pozzetti, tubazioni minori di raccordo, caditoie ecc... Secondo letteratura si è imposto, per le aree a verde e le superfici parzialmente drenanti e semipermeabili, un volume per velo superficiale pari a 17 mc/ha, mentre per le superfici asfaltate si è considerato un volume pari a 45 mc/ha.

Inoltre, è stata scelta una durata breve (da 10 minuti ad un'ora) pari a 25 minuti per considerare una elevata intensità di pioggia vista l'esiguità delle aree drenate.

Tabella 6.8 - Valutazione dei volumi di precipitazione da laminare

ID Bacino	DeltaQ PO-AO	Q ammissibile allo scarico	Q da immagazzinare	Durata evento	Volumi di laminazione	Volume piccoli invasi	Volume da laminare
[-]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[sec]	[m³]	[m³]	[m³]
01	0.069	0.013	0.055	1500	83.10	48.92	43.62
02	0.222	0.008	0.214	1500	320.79	33.06	296.93
03	0.239	0.015	0.224	1500	335.84	54.73	291.21
04	0.118	0.007	0.111	1500	166.90	25.70	146.65
04A	0.167	0.011	0.156	1500	234.21	42.15	201.66
04B	0.131	0.008	0.123	1500	185.03	29.70	161.06
05	0.204	0.012	0.191	1500	286.92	45.92	249.47
06	0.349	0.016	0.333	1500	499.52	64.00	451.55
07	0.452	0.025	0.428	1500	641.35	96.77	567.01
08	0.387	0.025	0.363	1500	544.24	92.02	470.26
09	0.266	0.013	0.253	1500	378.86	51.55	338.72
10	0.109	0.023	0.086	1500	128.74	88.88	58.72
11	0.119	0.025	0.093	1500	140.21	96.11	63.73
12	0.426	0.024	0.402	1500	602.51	101.77	529.26
13	0.138	0.010	0.128	1500	191.39	39.92	161.36

I volumi, a seguire, sono stati valutati senza considerare la capacità residua di accumulo delle condotte di piattaforma, delle vasche di prima pioggia, della capacità d'infiltrazione naturale dei terreni presenti e dell'evaporazione.

Per garantire l'invarianza idraulica, in questa sede, si è valutata come si è detto, la capacità dei fossi vegetati, sopra indicati, di accumulare tali volumi. In questa fase si sono valutati quattro tipologie progettuali di fossi:

	Dimensioni Scavo		
	B inf	B sup	H altezza
	[m]	[m]	[m]
TIPO B0	0.5	1.5	0.5
TIPO B1	0.5	1.0	1.5
TIPO B2	1.0	2	1.5
TIPO B3	2.0	3.5	1.5

Nella valutazione dei volumi di laminazione si prevede di adoperare un inerbimento al fine di agevolare i naturali fenomeni d'infiltrazione.

Come mostra, la tabella seguente, mediante l'introduzione di setti è possibile incamerare nei tratti indicati dei fossi così realizzati i volumi di laminazione occorrenti per assicurare l'invarianza idraulica. Essi avranno una bocca tarata con dimensioni variabile da 150 a 200 mm sollevata dal fondo del canale di 25 cm, in modo da consentirne un'agevole manutenzione, e capace di allontanare le portate ammissibili al corpo idrico ricettore.

Tabella 11 -Valutazione dei dispositivi di compensazione

BACINO	Vasca	Verifica Invarianza								VERIFICA
		Scarico	tipo	Dimesioni fosso			L	Volume da laminare	Volumi Laminabili coi fossi	
				B inf	B sup	h				
[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m³]	[m³]	[-]
01	VP1	Fosso viabilità esistente	inerbito	1	2	1.5	10	34.2	38.7	OK
02	VP2	Fosso da inserire	inerbito	0.5	1.5	1	250	287.7	375.0	OK
03	VP3	Fosso da inserire	inerbito	2	3.5	1.5	55	281.1	289.0	OK
04	VP4	Fosso da inserire	inerbito	2	3.5	1.5	30	141.2	158.0	OK
04A	VP4A	Fosso da inserire	inerbito	2	3.5	1.5	37	192.1	194.7	OK
04B	VP4B	Fosso da inserire	inerbito	2	3.5	1.5	30	155.3	158.0	OK
05	VP5	Fosso da inserire	inerbito	1	2	1.5	80	241.0	300.1	OK
06	VP6	Fosso esistente	inerbito	1	2	1.5	120	435.5	450.1	OK
07	VP7	Fosso esistente	inerbito	2	3.5	1.5	105	544.6	551.4	OK
08	VP8	Fosso esistente	inerbito	0.5	1.5	1	412	452.2	618.0	OK
09	VP9	Fosso esistente	inerbito	0.5	1.5	0.5	974	327.3	487.0	OK
10	VP10	Fosso esistente	inerbito	0.5	1.5	0.5	215	39.9	107.5	OK
11	VP11	Fosso esistente	inerbito	0.5	1.5	0.5	367	44.1	183.5	OK

VE407

Studio di compatibilità idraulica

BACINO	Vasca	Verifica Invarianza								VERIFICA
		Scarico	tipo	Dimesioni fosso			L	Volume da laminare	Volumi Laminabili coi fossi	
				B inf	B sup	h				
[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m³]	[m³]	[-]
12	VP12	Fosso esistente	inerbito	1	2	1.5	150	500.7	562.6	OK
13	VP13	Fosso esistente	inerbito	0.5	1.5	1	140	151.5	210.0	OK

7 RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA

Per un'analisi attenta delle condizioni relative al reticolo idrografico presente nell'area di intervento, si è fatto riferimento ad un progetto in grado di indagare i modelli idraulici del fiume Piave e del Desedan e individuare interventi di salvaguardia, e ciò al fine di valutare correttamente l'inserimento delle opere progettate.

Il Progetto sviluppato dal Commissario per l'emergenza VAIA inerente il ripristino dell'ufficiosità idraulica del F. Piave risulta nella fase approvativa della Conferenza dei Servizi. L'insieme degli interventi, sia quelli di protezione spondale che quelli di assestamento morfologico dell'alveo, produrrà una sensibile riduzione del rischio idraulico nel tratto longaronese del fiume, riduzione che facilita ovviamente anche l'inserimento idraulico nel tratto in alveo della nuova variante alla SS 51.

Il percorso in parallelo fatto in questi mesi dal progetto stradale e da quello idraulico, anche se con interazioni a volte condizionate dalla articolata pluralità dei soggetti che hanno competenza sull'ambito fluviale, è di fatto arrivato a definire un tracciato stradale con un adeguato compromesso tra la funzionalità, interferenza idraulica e costi.

In particolare si è verificata e adeguatamente garantita la mitigazione del rischio alluvioni (Direttiva 2007/60/CE) specialmente per la ZI di Longarone, e la tutela di corpi idrici (Direttiva 2000/60/CE) con particolare riferimento all'assetto morfologico di cui alla misura win-win M35 del PGRA e della corrispondente misura del PGA.

Sono stati altresì resi disponibili dagli interventi di ufficiosità idraulica circa 600 mila mc di materiale per la costruzione di rilevati stradali.

Per la sua articolazione e completezza il lavoro idraulico è stato esplicitamente apprezzato dal Segretario dell'Autorità di Bacino, e ciò costituisce ovviamente un avallo di qualità per lo studio idraulico specifico dell'infrastruttura stradale del quale lo studio di ufficiosità idraulica è prerequisite e fondamento.

Indagini idrologiche

Le indagini sono state condotte con l'utilizzo di un modello digitale del terreno su rilievo Lidar del dicembre 2020 nella configurazione di progetto, dal ponte di Provagna alla traversa di Soverzene (inclusendo le aree oggetto di interesse).

Questo DTM è stata la base geomorfologica per la modellazione matematica a fondo fisso e fondo mobile. In particolare, si è svolto il seguente iter:

Dominio fiume Piave “ponte Provagna – traversa Soverzene”

- si è sviluppato un elaborato contenente i file vettoriali per la costruzione della mesh di calcolo e la mesh di calcolo utilizzata nel modello matematico per il tratto di fiume Piave da ponte Provagna a Soverzene senza il torrente Desedan.
- sono stati inseriti i codici per la lettura degli idrogrammi di piena.
- sono stati individuati i valori dei coefficienti di scabrezza e il diametro (d50) dei sedimenti del fondo utilizzati nel modello matematico.
- si sono prodotti i file raster dei risultati delle simulazioni a fondo fisso (al passaggio del picco di piena) e a fondo mobile (al passaggio del picco di piena e a fine simulazione).

Dominio torrente Desedan

- si è sviluppato un elaborato contenente i file vettoriali per la costruzione della mesh di calcolo e la mesh di calcolo utilizzata nel modello matematico per la simulazione di dettaglio sul torrente Desedan.
- sono stati inseriti i codici per la lettura degli idrogrammi di piena.
- sono stati individuati i valori dei coefficienti di scabrezza e il diametro (d50) dei sedimenti del fondo utilizzati nel modello matematico.
- si sono prodotti i seguenti elaborati VE407_T00ID00IDRPL09/22A planimetrie di esondazione Ante Operam e Post Operam dei risultati delle simulazioni a fondo fisso (al passaggio del picco di piena) e a fondo mobile (al passaggio del picco di piena e a fine simulazione).

La separazione in diversi domini di calcolo si è resa necessaria per mantenere il controllo dei risultati del codice visti i tempi molto lunghi di ciascuna simulazione per il dominio del Piave (>10ore). Il modello di calcolo utilizzato è il software Basement dell'ETHzurich.

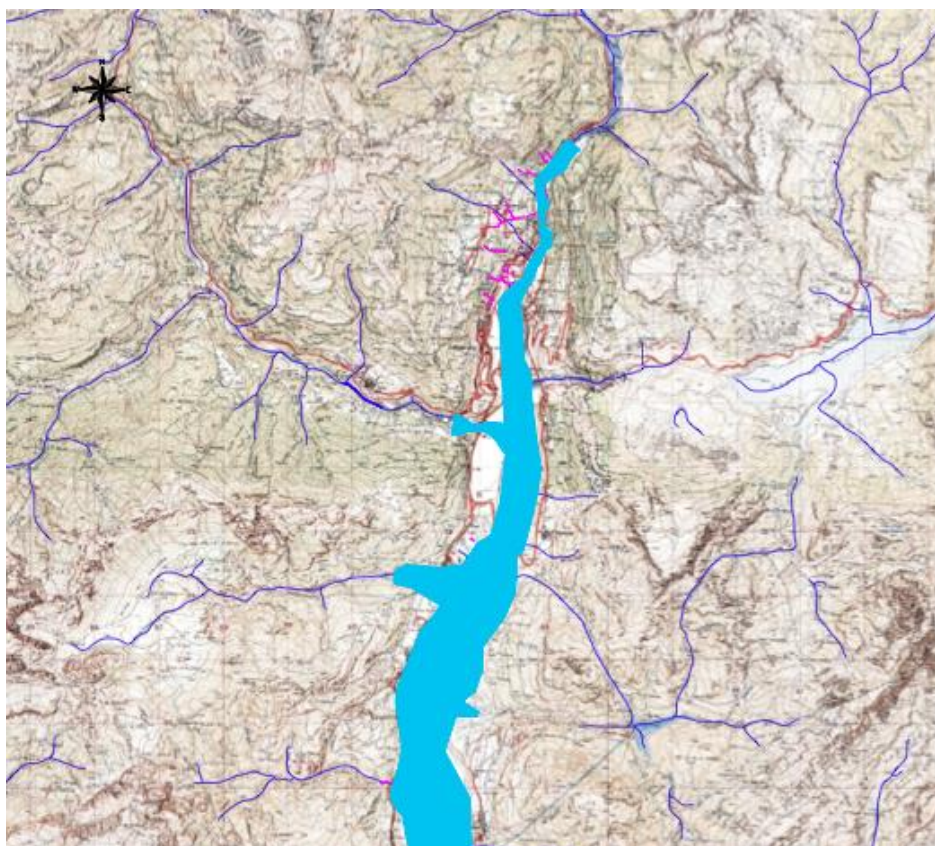


Figura 7-1 Stralcio Figura 7-2 Carta dominio di calcolo simulazione

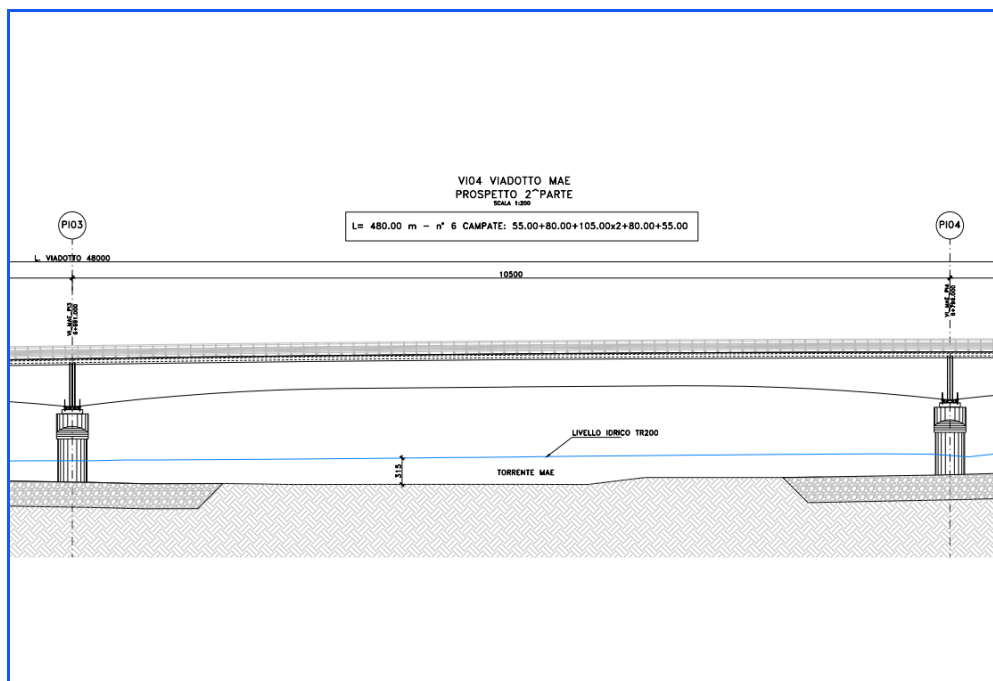
7.1 **Torrente Maè**

Questo corso d'acqua è il più importante degli affluenti del Piave che interessa il sedime dell'opera. Caratterizzato da un bacino molto esteso di circa 234 Km², che origina nel monte Civetta, giunge in prossimità dell'area interessata dalla realizzazione del nuovo tracciato della S.S. 51 di “Alemagna” e confluisce, a valle dell'opera in oggetto, dopo circa 600 m e aver attraversato il territorio di Longarone, nel Fiume Piave. La tavola VE407_T00ID00IDRPL13_A riporta l'attuale andamento dell'evento di piena duecentennale mentre la tavola VE407_T00ID00IDRPL20_A riporta gli effetti della piena

duecentennale in relazione alla realizzazione dell'intervento, sinteticamente rappresentati di seguito.



7.1-1 Torrente Maè - situazione ante operam e post operam.



7.1-2 Torrente Maè - situazione post operam.

Come si vede nell'immagine sovrastante la quota di intradosso del ponte in progetto è largamente superiore al livello idrico di piena.

Come può osservarsi l'intradosso del viadotto garantisce un franco sul livello di piena di circa 7 m al di sotto del VI05 Viadotto Maè nel punto più sfavorevole.

7.2 Torrente Desedan

Nella figura che segue è riportato il risultato della modellazione ante operam del corso d'acqua, riportata in dettaglio nella tavola VE407_T00ID00IDRPE03_A mentre la post operam contenuta nella tavola di cui alla tavola VE407_T00ID00IDRPE10_A.

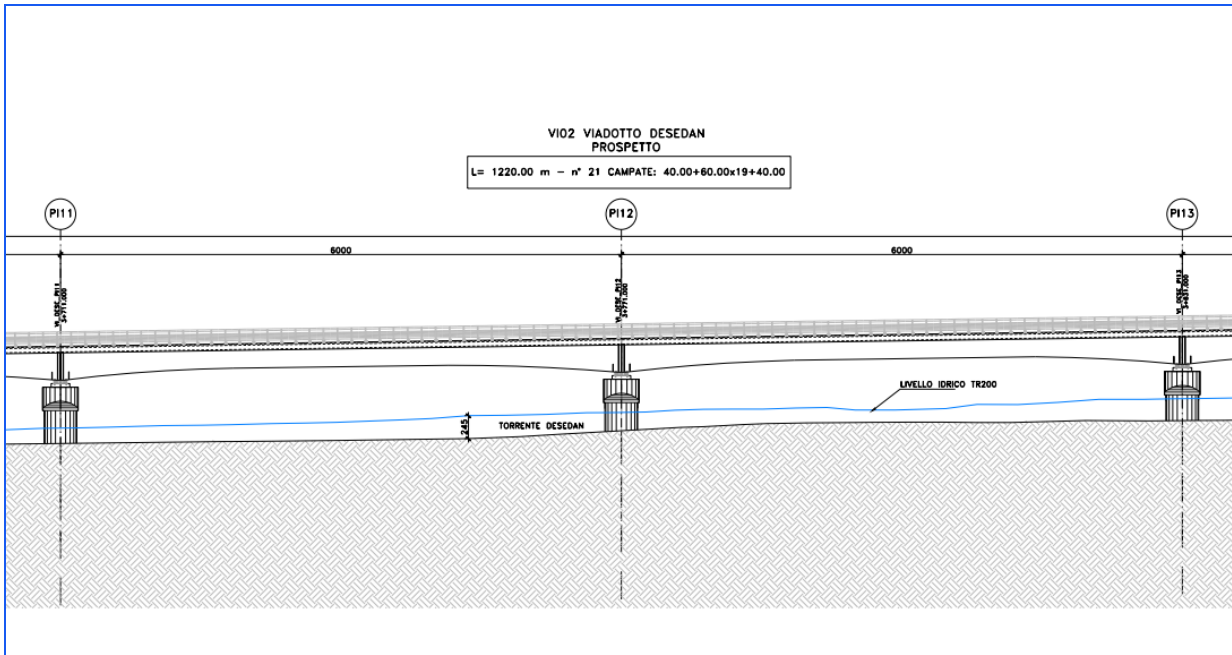


Figura 7.2-1 Torrente Desedan – ante operam e post operam.

Come si evince, la realizzazione del viadotto assicura una luce sufficientemente adeguata a garantire il transito dell'onda di piena senza che le spalle dell'opera ne siano interessate. Il fondo dell'alveo, le sponde e il terreno alla base del corpo stradale sono protetti e messi in sicurezza con le seguenti tipologie di interventi per la sistemazione fluviale in corrispondenza dell'attraversamento sono:

- Elementi di protezione a scogliera con massi ciclopici per le spalle del viadotto lambito dalla piena duecentennale;

- Elementi di protezione a scogliera con massi ciclopici per le pile interne all'alveo.



7.2-2 Torrente Desedan - situazione post operam.

Come può osservarsi l'intradosso del viadotto garantisce un franco sul livello di piena di circa 5 m al di sotto del viadotto VI02 Viadotto Desedan.

7.3 Rio Frari

Nelle immagini che seguono sono riportati i risultati della modellazione ante operam del corso d'acqua, riportata in dettaglio nella tavola VE407_T00ID00IDRPE09_A, mentre la post operam contenuta nella tavola di cui alla tavola VE407_T00ID00IDRPE16_A.

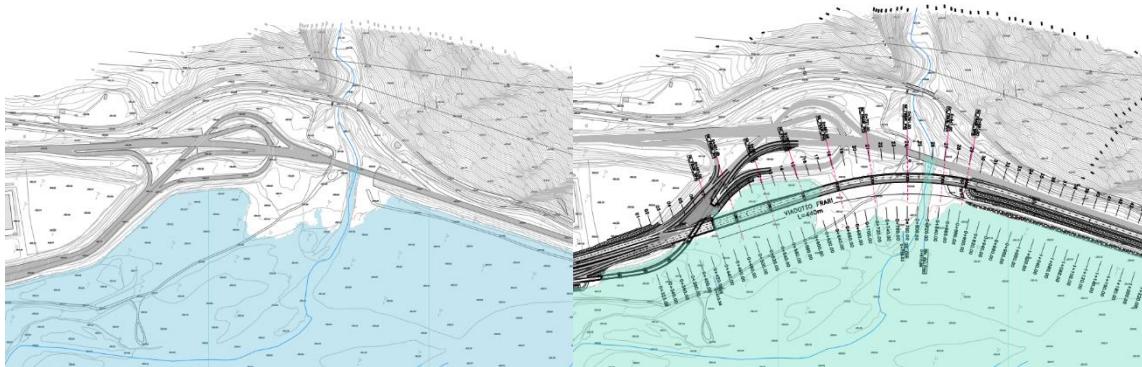
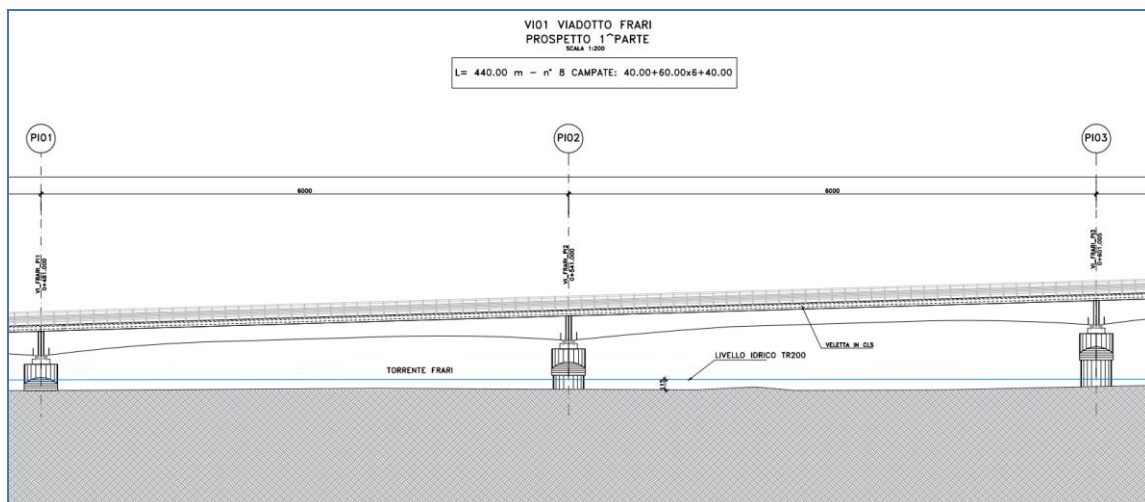
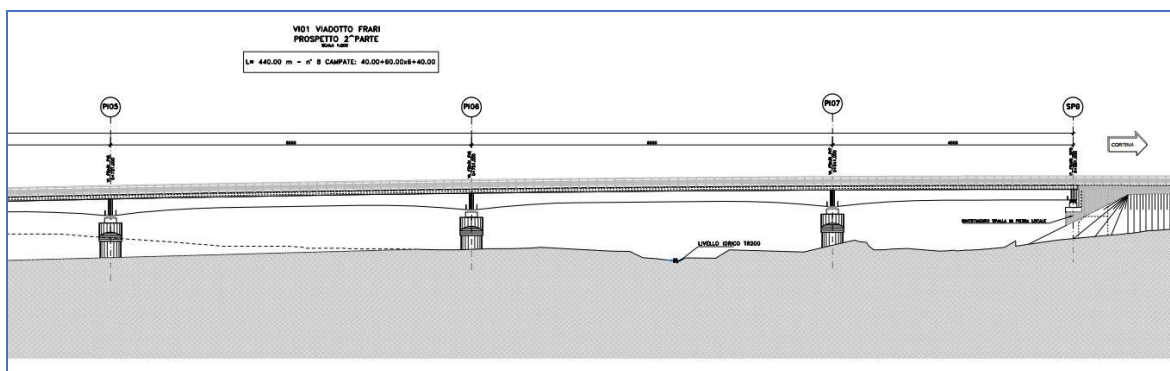


Figura 7.3-1 Rio Val dei Frari – ante operam e post operam.



7.3-2 Rio Val dei Frari - situazione post operam da PK 0+481 a PK 0+601)



7.3-3 Rio Val dei Frari - situazione post operam (da PK 0+721 a PK 0+881)

S.S. 51 “Alemagna” Variante Longarone		
VE407	<i>Studio di compatibilità idraulica</i>	

Come può osservarsi l'intradosso del viadotto garantisce un franco sul livello di piena di circa 5 m al di sotto del viadotto VI01 Viadotto Frari.

8 INTERCETTAZIONE E TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

La gestione delle acque di prima pioggia è una delle componenti fondamentali della tutela dei corpi idrici ricettori. Tali acque, infatti, costituiscono il veicolo attraverso cui un significativo carico inquinante costituito da sostanze disciolte, colloidali e sospese, comprendente metalli pesanti, composti organici e inorganici, viene scaricato nei corpi idrici ricettori nel corso di rapidi transitori. Esse necessitano pertanto di opportuni trattamenti al fine di assicurare la salvaguardia degli ecosistemi acquatici.

8.1 Qualità delle acque di dilavamento

Le principali sostanze inquinanti legate al traffico derivano dall'abrasione del manto stradale, del consumo delle gomme, dei ferodi dei freni, da perdite di liquidi, da emissioni di combustioni, da perdite di merci trasportate, da immondizie e materiali di varia natura gettati sul manto stradale e trasportate, in occasione degli eventi meteorici, in sospensione o soluzione direttamente al recapito finale. Rientra nella problematica anche lo sversamento accidentale di liquidi pericolosi e inquinanti (oli e idrocarburi) a seguito di incidenti che coinvolgano mezzi di trasporto in cisterna di tali sostanze (onda nera).

La caratterizzazione dei carichi inquinanti presenti nelle acque di drenaggio della piattaforma stradale e la particolare geometria del sistema che caratterizza il sistema di trasporto, con brevi tratti di lunghezza e ridotti tempi di contatto, consentono di trascurare l'aliquota delle sostanze disciolte e di correlare i carichi inquinanti alla sola matrice degli inquinanti sospesi (inquinamento in adesione alla fase solida). A presidio degli scarichi delle acque di drenaggio della piattaforma, risulta pertanto efficace un manufatto di sedimentazione in linea, funzionante a gravità capace di abbattere oltre il 70-80% degli inquinanti, e di disoleazione che separa oli e idrocarburi.

8.2 Descrizione degli impianti di trattamento

Il progetto prevede il trattamento delle acque di prima pioggia lungo tutto il tracciato della viabilità principale. L'acqua raccolta dai collettori che corrono sotto la piattaforma stradale è convogliata agli impianti di trattamento collocati in adiacenza alla strada e in prossimità di un ricettore finale adeguato. Ciascun impianto previsto è preposto al trattamento dell'acqua proveniente da un tratto di piattaforma stradale di lunghezza variabile, e la distanza tra due impianti deve essere sufficientemente grande da limitare il numero di impianti e sufficientemente ridotta da consentire il trattamento di tutta l'acqua di prima pioggia. Per soddisfare questo requisito, occorre verificare che il tempo di invaso di una particella di acqua meteorica che cade sulla sezione stradale più lontana tra quelle di competenza dell'impianto, raggiunga lo stesso entro 15 min, che rappresenta la durata convenzionale dell'evento meteorico che definisce l'acqua di prima pioggia.

Gli impianti di trattamento previsti nel progetto hanno capacità di trattamento Q comprese tra 50 e 100 l/s ed il sistema funziona in continuo senza la necessità di opere elettromeccaniche per tutto il tempo necessario fino all'esaurimento dell'evento meteorico.

Con riferimento alle stesse tratte stradali elementari in cui si è diviso il tracciato si è calcolato anche la portata imputabile alle acque inquinanti di drenaggio della piattaforma stradale.

In riferimento alla norma comunitaria UNI-EN 858 e al Decreto legislativo del 3 Aprile 2006 n. 152 recante "Norme in materia ambientale" l'acqua di prima pioggia è definita da un evento meteorico corrispondente a 5 mm di altezza di pioggia caduta in 15 min. Tale evento corrisponde al trattamento in continuo di 20 mm/h di pioggia che risulta essere inferiore alla portata con tempo di ritorno 25 anni, adottata per il dimensionamento dei collettori di raccolta delle acque. La portata nominale di funzionamento dell'impianto Q è quindi inferiore alla portata massima al colmo con $TR = 25$ anni Q_{25} , ma pari o superiore alla portata di prima pioggia Q_{pp} .

8.2.1 *Vasca monoblocco sedimentazione e disoleazione*

L'acqua di piattaforma entra in una camera di ripartizione dotata di due sfioratori, uno che consente all'acqua di prima pioggia di entrare nell'impianto, l'altro che avvia l'acqua di seconda pioggia alla camera di confluenza e allo scarico. L'impianto durante l'evento piovoso riceve portate crescenti fino a raggiungere la portata massima al colmo Q_{max} . Lo sfioratore delle acque di seconda pioggia entra in funzione solo al raggiungimento della portata di prima pioggia Q_{pp} verso le vasche di trattamento e convoglia le portate eccedenti $Q_{max} - Q_{pp}$ (portate di seconda pioggia) direttamente allo scarico. L'acqua di prima pioggia passa in una zona di calma per poi entrare nella vasca di trattamento attraverso una griglia e una serie di fori che hanno lo scopo di trattenere eventuali oggetti galleggianti e grossolani e limitare la velocità dell'acqua. La sedimentazione e la disoleazione avvengono a gravità per separazione delle particelle di acqua dai sedimenti che si depositano sul fondo e dagli oli che si concentrano sulla superficie. La dimensione della vasca è calcolata in funzione delle caratteristiche delle particelle e della velocità orizzontale dell'acqua nella vasca. Al termine del percorso all'interno della vasca, l'acqua trattata sfiora in una camera di confluenza dove vengono riunite le acque di prima pioggia e le acque di seconda pioggia. La tubazione di scarico, sul fondo della camera di confluenza, avvia le acque al manufatto di rilascio e al ricettore finale. La vasca monoblocco è in c.a. gettato in opera di dimensioni variabili in funzione della portata da trattare. La copertura è in parte realizzata con una soletta in c.a. in parte con elementi prefabbricati amovibili. Inoltre, l'accesso per la manutenzione è garantito da chiusini in ghisa classe D 400.

Effettuato il dimensionamento, secondo la metodologia presentata nell'elaborato VE407_T00ID00IDRRE02A si è individuata la tipologia di progetto, optando per una idonea a tutte le vasche necessarie, come si evince dalla tabella che segue.

Tabella 8-1 Caratteristiche prestazionali delle vasche di prima pioggia

ID VASCA	PK	Area Totale	Volume	Q	Tipologico
-	(Km)	(m ²)	(m ³)	(l/sec)	(m ³)
VP1	0+070,00	6400	32	35,6	100
VP2	0+400,00	6160	30,8	34,2	100
VP3	1+380,00	5720	28,6	31,8	100
VP4	1+720,00	3150	15,75	17,5	100
VP4A	1+720,00	5250	26,25	29,2	100
VP4B	2+200,00	3570	17,85	19,8	100
VP5	2+550,00	5520	27,6	30,7	100
VP6	3+010,00	10120	50,6	56,2	100
VP7	4+370,00	10320	51,6	57,3	100
VP8	5+630,00	10780	53,9	59,9	100
VP9	6+180,00	8250	41,25	45,8	100
VP10	7+330,00	13200	66	73,3	100
VP11	8+390,00	12100	60,5	67,2	100
VP12	8+920,00	11000	55	61,1	100
VP13	11+080,00	6600	33	36,7	100

Le portate incamerate dalle vasche verranno rilasciate nel corpo idrico ricettore del fiume Piave. Tali portate rappresentano un'aliquota trascurabile rispetto alle portate convogliate dallo stesso come evidenziato nella tabella seguente.

Tabella 8-2 Caratteristiche idrauliche delle vasche di prima pioggia e del corpo idrico ricettore

ID VASCA	PK	Area Totale	Volume	Q	Q	Tipologico	Corpo idrico ricettore	Q progetto	ΔQ
-	(Km)	(m ²)	(m ³)	(l/sec)	(mc/s)	(m ³)	-	(mc/s)	%
VP1	0+070,00	6400	32	35,6	0,0356	100	fosso pK 0+210	4,38	0,806
VP2	0+400,00	6160	30,8	34,2	0,0342	100	Vallone dei Frari	33,61	0,102
VP3	1+380,00	5720	28,6	31,8	0,0318	100	Fiume Piave	2400	0,001
VP4	1+720,00	3150	15,75	17,5	0,0175	100	Fiume Piave	2400	0,003
VP4A	1+720,00	5250	26,25	29,2	0,0292	100	Fiume Piave	2400	0,003
VP4B	2+200,00	3570	17,85	19,8	0,0198	100	Fiume Piave	2400	0,003
VP5	2+550,00	5520	27,6	30,7	0,0307	100	Fiume Piave	2400	0,001
VP6	3+010,00	10120	50,6	56,2	0,0562	100	fosso pK 3+140	7,24	0,770
VP7	4+370,00	10320	51,6	57,3	0,0573	100	Fiume Piave	2400	0,002

VE407

Studio di compatibilità idraulica

ID VASCA	PK	Area Totale	Volume	Q	Q	Tipologico	Corpo idrico ricettore	Q progetto	ΔQ
-	(Km)	(m ²)	(m ³)	(l/sec)	(mc/s)	(m ³)	-	(mc/s)	%
VP8	5+630,00	10780	53,9	59,9	0,0599	100	fosso pK 5+200	3	1,958
VP9	6+180,00	8250	41,25	45,8	0,0458	100	Fiume Piave	2400	0,002
VP10	7+330,00	13200	66	73,3	0,0733	100	fosso pK 7+099	3	2,385
VP11	8+390,00	12100	60,5	67,2	0,0672	100	Fiume Piave	2400	0,003
VP12	8+920,00	11000	55	61,1	0,0611	100	Fiume Piave	2400	0,003
VP13	11+080,00	6600	33	36,7	0,0367	100	fosso pK 10+880	9,97	0,367

CONCLUSIONI

Nella presente Relazione, partendo dall'analisi del quadro normativo di riferimento, sono stati analizzati i vincoli in materia di compatibilità idraulica cui l'infrastruttura in progetto è soggetta.

Dall'analisi del progetto si evidenzia che le interferenze, che si innestano sulla rete viaria esistente, e gli interventi di adeguamento previsti non modificano le attuali condizioni idrauliche di deflusso del reticolo idrografico e della morfologia delle zone in esame e viene abbondantemente garantito il franco idraulico di sicurezza. Per ulteriori approfondimenti si rimanda alle relazioni idrologica e idraulica ,VE407_T00ID00IDRRE01_B VE407_T00ID00IDRRE02_B, e VE407_T00ID00IDRRE05_A di Studio Idraulico del Piave in cui sono riportati i risultati della modellazione bidimensionale a fondo mobile del fiume Piave e dei suoi principali affluenti Ante e Post Operam con un evento con tempo di ritorno 200 anni.

Nell'ambito del presente studio si evidenzia inoltre che gli effetti idraulici indotti dalle opere previste in progetto su corsi d'acqua interessati non alterano la situazione idraulica attuale, sia indirettamente sul territorio sia a questo limitrofo, nel pieno rispetto degli indirizzi formulati dal PGRA.