

**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 Muro (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*  
 Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*



**GRUPPO DI PROGETTAZIONE**

MANDATARIA:

MANDANTI:



**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*

**IDROLOGIA E IDRAULICA**  
**RELAZIONE IDRAULICA**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	VE407_T00ID00IDRRE02_C			
DPVE0407	D 21	CODICE ELAB.	T00ID00IDRRE02	C	-
D					
C	REVISIONE PER RISCONTRO AI PARERI DI CDS PRELIMINARE DEL 14/09/22	DIC. 2022	D. DI LORENZO	M. CUCCARO	M.CAPASSO
B	REVISIONE A SEGUITO DI RICHIESTA INTEGRAZIONE CDS	SET. 2022	D. DI LORENZO	M. CUCCARO	M.CAPASSO
A	EMISSIONE	DIC. 2021	D. DI LORENZO	M. CUCCARO	M.CAPASSO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

**INDICE**

1	PREMESSA .....	3
2	ANALISI IDRAULICA DELLE ASTE FLUVIALI .....	6
2.1	<b>Identificazione dell'area di studio .....</b>	<b>6</b>
2.2	<b>Identificazione delle interferenze col reticolo idrografico .....</b>	<b>11</b>
2.3	<b>Metodologie di Calcolo .....</b>	<b>13</b>
2.4	<b>Modelli idraulici e condizioni al contorno delle simulazioni idrauliche .....</b>	<b>14</b>
2.5	<b>Confronto tra ante e post operam .....</b>	<b>18</b>
2.5.1	Torrente Maè .....	29
2.5.2	Torrente Desedan .....	31
2.5.3	Rio Val dei Frari .....	32
2.6	<b>Interazioni tra corrente idrica e opere in alveo .....</b>	<b>33</b>
2.6.1	Trasporto solido .....	34
2.6.2	Capacità di trasporto .....	36
2.6.3	Stima del trasporto solido .....	38
2.6.4	Dinamica del fondo d'alveo .....	39
2.6.5	Dimensionamento delle difese longitudinali .....	47
3	SISTEMA DI DRENAGGIO .....	61
3.1	<b>Obiettivi e criteri della progettazione idraulica .....</b>	<b>61</b>
3.2	<b>Classificazione e descrizione degli interventi .....</b>	<b>63</b>
3.2.1	Opere per il drenaggio delle acque di piattaforma .....	63
3.2.2	Opere per il drenaggio delle acque di versante .....	64
4	DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA .....	66
4.1	<b>Schema di drenaggio della piattaforma stradale .....</b>	<b>66</b>
4.2	<b>Viabilità principale .....</b>	<b>67</b>
4.2.1	Determinazione della pioggia critica .....	67
4.2.2	Determinazione dell'interasse dei sistemi di drenaggio .....	70
4.2.3	Dimensionamento dei collettori di recapito di piattaforma .....	72

<b>4.3</b>	<b>Viabilità complementare e svincoli .....</b>	<b>75</b>
4.3.1	Determinazione della pioggia critica per la piattaforma stradale .....	75
4.3.2	Determinazione dell'interasse delle canalette ad embrici .....	75
<b>5</b>	<b>TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA .....</b>	<b>77</b>
<b>5.1</b>	<b>Qualità delle acque di dilavamento .....</b>	<b>77</b>
<b>5.2</b>	<b>Descrizione degli impianti di trattamento .....</b>	<b>78</b>
5.2.1	Vasca monoblocco sedimentazione e disoleazione .....	79
5.2.2	Pozzetti .....	82
5.2.3	Collettori di adduzione .....	82
5.2.4	Manufatto di rilascio .....	83
<b>6</b>	<b>DRENAGGIO DELLE ACQUE DI VERSANTE .....</b>	<b>84</b>
<b>6.1</b>	<b>Tombini .....</b>	<b>84</b>
6.1.1	Determinazione delle portate di progetto .....	85
6.1.2	Verifica idraulica .....	85
<b>6.2</b>	<b>Fossi di guardia .....</b>	<b>91</b>
6.2.1	Determinazione delle portate di progetto .....	91
6.2.2	Verifica idraulica .....	92

## 1 **PREMESSA**

---

La presente relazione idraulica è stata redatta nell'ambito del progetto di fattibilità tecnica ed economica (PFTE) dei lavori per la realizzazione del collegamento della attraverso la S.S.51 "di Alemagna" denominato Variante di Longarone, 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 a Cortina lungo la direttrice di mobilità nord-sud. L'intervento ricade interamente nel Comune di Longarone e attraversa da Nord verso Sud le seguenti frazioni: Castellavazzo, Muda-Maè, Villanova, Faè e Desedan. Ciò provoca una forte discontinuità funzionale, derivante dalla connotazione urbana che la strada forzatamente assume, costituendo un "collo di bottiglia" per l'intera rete viaria della zona.

Tale progetto è finalizzato ad incrementare le caratteristiche prestazionali e migliorare quelle funzionali della SS n.51 "di Alemagna" per circa 11,2 Km.

Altimetricamente il tracciato prevede ampi tratti su rilevato che consentono la realizzazione delle opere di attraversamento idraulico ed una opportuna sopraelevazione del corpo stradale. I tratti in rilevato sono intervallati da viadotti per il superamento delle incisioni più importanti.

Il progetto prevede un asse principale, caratterizzato da una lunghezza di 11.232 m, n. 3 svincoli e correlata viabilità secondaria. Le principali opere d'arte previste sull'asse principale sono:

- Viadotto VI\_FRARI (440 m);
- Viadotto VI\_DESEDAN (1100 m);
- Viadotto VI\_VILLANOVA (300 m)
- Viadotto VI\_MAE (450 m);
- Viadotto VI\_FIERA (340 m);
- Viadotto VI\_MALCOM (100 m);
- Viadotto VI\_FASON (205 m);

È inoltre prevista una galleria naturale, Galleria Castellavazzo, lunga circa 1,54 Km.

L'opera si sviluppa parallelamente all'alveo del fiume Piave in corrispondenza del comune di Longarone e delle frazioni di Castellavazzo, Muda, Maè, Villanova e Desedan.

Lungo tutto il tracciato sono anche previsti un certo numero di tombini idraulici che hanno il compito di risolvere le interferenze con il reticolo idrografico secondario.

Si prevede inoltre la sistemazione degli svincoli esistenti. Alcune delle viabilità secondarie, oltre agli svincoli stessi, prevedono un certo numero di opere d'arte secondarie quali muri di sostegno e tombini con funzione di trasparenza idraulica.



*Figura.1.1 Ubicazione dell'area di intervento*

Lo studio idraulico dei corsi d'acqua che affiancano o attraversano la viabilità di progetto è stato sviluppato adottando diversi gradi di dettaglio, in relazione all'importanza delle

opere in progetto e dell'asta fluviale in esame. Il calcolo dei massimi livelli idrici e delle aree esondabili dei corsi d'acqua principali, discusso nel seguito del presente elaborato e approfondito nell'elaborato VE407\_T00ID00IDRRE05A, viene presentato nei paragrafi relativi alla metodologia di calcolo adottata e all'impostazione del modello.

Nella realizzazione dell'opera e nella valutazione delle interferenze, tra la stessa e il reticolo idrografico presente, oltre a considerare gli effetti e quindi i livelli idrici massimi raggiunti in corrispondenza di eventi con tempo di ritorno 200 anni, si sono tenute in considerazione le raccomandazioni rappresentate dall'Autorità di Bacino Distrettuale delle Alpi Orientali che prevedono che la progettazione si svolga in funzione del livello massimo raggiunto per eventi con tempo di ritorno 300 anni. Al fine di garantire la sicurezza idraulica l'intero tracciato di progetto è stato sviluppato considerando come massimo livello quello calcolato con tempo di ritorno pari a 300 anni.

I risultati delle simulazioni, inclusa l'analisi delle interferenze con la viabilità principale e complementare, sono discussi con riferimento alle condizioni esistenti e precedenti gli interventi di sistemazione richiesti (ante-operam), nonché a quelle determinate in seguito a tali interventi (post-operam). Inoltre nel presente studio è stato previsto un sistema di protezione dell'asse stradale dagli eventi meteorici che lo interessano direttamente.

## 2 ANALISI IDRAULICA DELLE ASTE FLUVIALI

---

Oggetto della seguente analisi sono le verifiche delle risoluzioni delle interferenze col reticolo idraulico esistente e l'invarianza idraulica dell'opera in progetto in relazione all'area nella quale si inserirà l'infrastruttura. Al fine di abbattere la pericolosità idraulica sono previste importanti opere a salvaguardia della nuova infrastruttura riassumibili in tre diverse casistiche.

- Interferenze con corsi d'acqua a moderata pericolosità e allo stato attuale incanalati e regimati;
- Aree non soggette a pericolosità idraulica dove la realizzazione delle opere di progetto necessita di interventi di regimazione delle acque meteoriche esterne alla piattaforma stradale necessarie per garantire la trasparenza idraulica dell'opera.
- Aree soggette a rischio inondazione, per elevati tempi di ritorno degli eventi pluviometrici, che necessitano ulteriori opere di consolidamento e protezione.

Ciascuna parte del progetto è caratterizzata dalla presenza di un elemento del reticolo idrografico che rientra in una di queste casistiche.

### 2.1 Identificazione dell'area di studio

Come detto, l'intervento ricade nel Comune di Longarone, nella provincia di Belluno, in un'area geograficamente inquadrabile all'interno del bacino del fiume Piave, esattamente in prossimità della diga del Vajont.

Sulla scorta di quanto emerso nell'ambito della Relazione Idrologica di cui all'allegato VE407\_T00ID00IDRRE01\_A e della Relazione di studio idraulico del Piave VE407\_T00ID00IDRRE05\_A. Tale relazione, oltre a riportare la descrizione del comportamento del fiume Piave in presenza di un evento di piena con tempo di ritorno 200 anni, viene descritto anche il comportamento per tale evento dei suoi maggiori affluenti: il Desedan, il Maè. Questi presentano delle caratteristiche tali da rendere necessaria la loro modellazione idraulica. Inoltre si sono studiate tutte le interferenze idrauliche e si sono riportate nella planimetria d'insieme: VE407\_T00ID00IDRCO03\_A; e nelle planimetrie delle interferenze con il reticolo idrografico: VE407\_T00ID00IDRPL01-

07\_A. Per ciascuna interferenza si è proceduto alla verifica dei livelli idrici dei restanti corsi d'acqua interferenti e nel dimensionamento dei tombini scatoari e circolari di attraversamento del reticolo idrografico interferente. Tutti gli attraversamenti e le interferenze dei corsi d'acqua principali sono stati studiati in dettaglio, calcolando le caratteristiche del moto (velocità e livelli idrici) e per le aste principali si sono valutate le aree di esondazione mediante modellazione idraulica. I risultati di tale modellazione sono stati riportati nelle seguenti planimetria:

- Ante Operam: VE407\_T00ID00IDRPL09-15\_A;
- Post Operam VE407\_T00ID00IDRPL16-22\_A.

Come già illustrato nella Relazione Idrologica e nella Relazione di studio idraulico del Piave, i due principali corsi d'acqua interessati dal tracciato stradale sono (procedendo da Nord verso Sud): il Maè, il torrente Desedan. L'asse viario in progetto interferisce inoltre con altri fossi minori, in particolare tra questi, il maggiore è il torrente dei Frari.

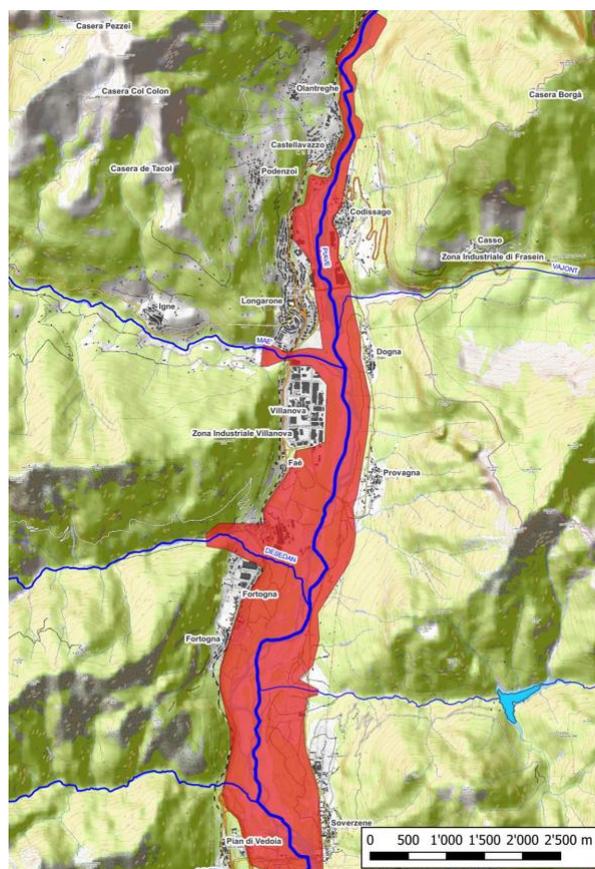
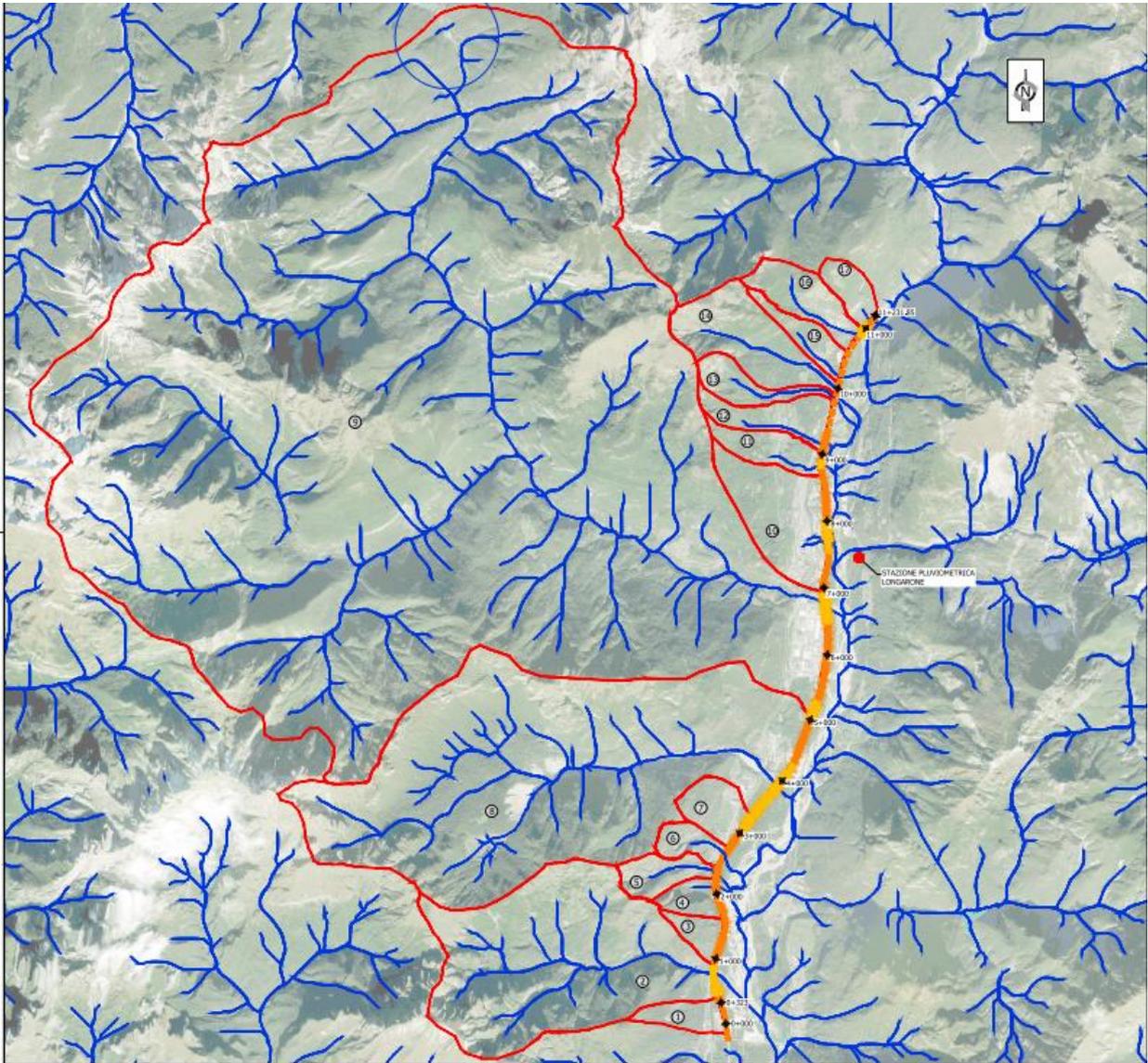


Figura 2.1-1 Corografia dell'area di studio in scala 1:50.000



*Figura 2.1-2 Corografia dei bacini*

Qui di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle interferenze idrauliche e delle opere in progetto necessarie per risolverle. Le portate indicate in tabella sono quelle di progetto con  $T_r$  200 anni, valutate, in sede della citata Relazione Idrologica.

Tabella 2-1 Principali bacini Interferenti con l'asse viario principale e portate di progetto con Tr 200 anni

Pk Progetto	Bacino	Area [km <sup>2</sup> ]	H <sub>max</sub> [m slm]	H <sub>media</sub> [m slm]	Opera tipologica in progetto	Q <sub>progetto</sub>
0+210	1	0,36	1214	660	Fosso	4,38
0+820	<b>Vallone dei Frari</b>	<b>8,09</b>	<b>2118</b>	<b>1175,6</b>	<b>Viadotto</b>	<b>33,61</b>
1+520	3	0,31	1040	647,43	Fosso	3,27
2+100	4	0,32	1070	706,7	Fosso	3,43
2+350	<b>Salto del Lupo</b>	<b>0,53</b>	1446	1052,3	Fosso	2,71
2+640	<b>Torrente Fortignasi</b>	<b>0,43</b>	1221	762,15	Fosso	3,32
3+140	7	0,58	978	580,16	Viadotto	7,24
3+880	<b>Torrente Desedan</b>	<b>16,22</b>	<b>2370</b>	<b>1198,22</b>	<b>Viadotto</b>	<b>63,04</b>
6+800	<b>Maè</b>	<b>234,20</b>	<b>3200</b>	<b>1303</b>	<b>Viadotto</b>	<b>797,36</b>
7+650	10	1,99	1266	682,32	Viadotto	28,11
8+850	11	0,80	1382	882,77	Viadotto	14,25
9+150	12	0,88	1560	874,36	Tombino	8,95
9+840	13	0,73	1784	1181,9	Galleria	10,69
9+960	14	1,98	1993	1295,2	Galleria	3,16
10+180	15	0,55	1584	883,87	Galleria	6,56
10+880	16	0,91	1692	1198,5	Viadotto	9,97
11+150	17	1,40	1349	897,9	Tombino esistente	3,02

Il bacino del Torrente Maè ha origine nel complesso montuoso del Monte Civetta e si estende per 234 Km<sup>2</sup>. Per necessità di rappresentazione nelle Corografie non è stato riportato nella sua interezza perché non rappresentabile alla scala utilizzata nella carta (1:25:000). Si è scelto quindi di visualizzare il bacino fino alla Diga di Pontesei. Nella figura seguente si vede il Bacino nella sua interezza.

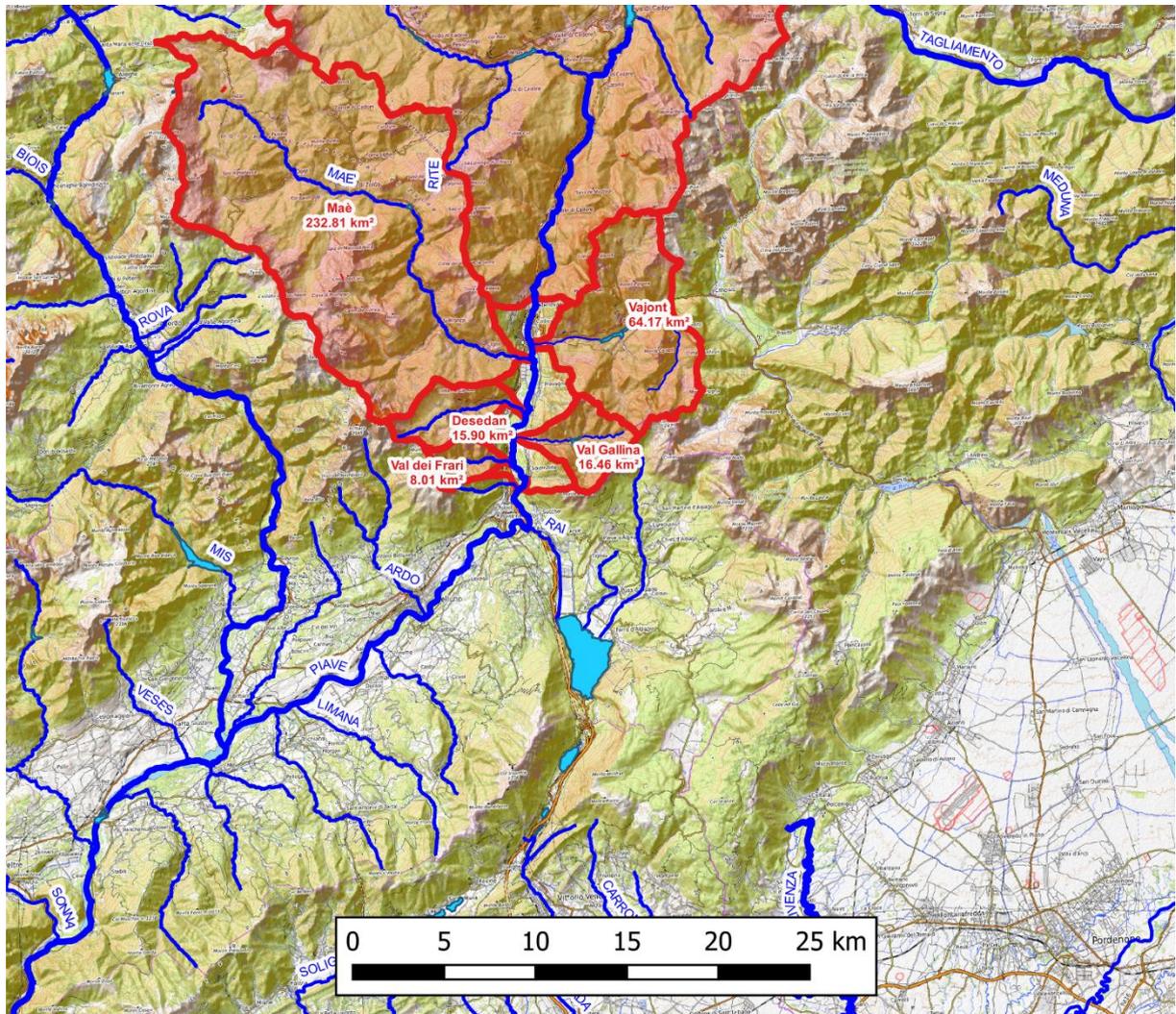


Figura 2.1-3 Bacino fiume Maè

## 2.2 Identificazione delle interferenze col reticolo idrografico

Per ciascuno dei bacini individuati e rappresentati nella corografia dei bacini si sono individuate le aste del reticolo idrografico di primo livello e secondo livello interferenti come si vede nello stralcio qui di seguito riportato.

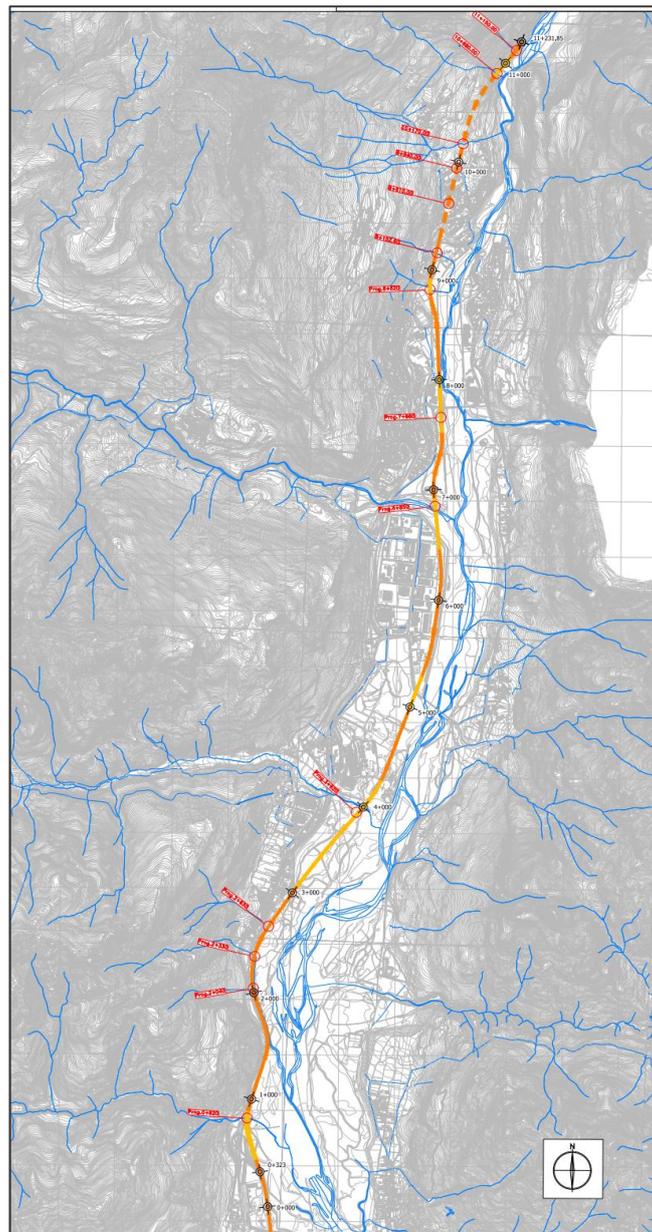


Figura 2.2-1 Planimetria delle interferenze con il reticolo idrografico

In funzione dell'importanza di ciascuna interferenza è stata prevista un'opera per la sua risoluzione per la quale è stata fatta una verifica della compatibilità idraulica secondo le Norme Tecniche vigenti. Nello specifico per i torrenti Desedan e Maè, evidenziati precedentemente, aventi portata  $Tr$  200 superiore a  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ , e per il Rio Val dei Frari, è stata effettuata una modellazione bidimensionale a fondo mobile in moto permanente ante operam e post operam per la valutazione degli effetti della realizzazione del nuovo asse viario, che li interseca, con le opportune opere riportate in tabella e progettate in questa sede.

Le citate principali interferenze tra l'opera stradale e il reticolo idrografico primario relative al Torrente Desedan, al fiume Maè ed al Rio Val dei Frari, defluiscono rispettivamente al di sotto del viadotto VI\_DESEDAN, del viadotto VI\_MAÉ e del viadotto VI\_FRARI.

Le altre interferenze idrauliche sono state risolte attraverso altri viadotti minori e attraverso i tombini scatolari qui di seguito riportati.

La tabella sottostante riporta il complesso delle interferenze del nuovo asse viario principale con il reticolo idraulico esistente risolte mediante tombini. I tombini necessari sono 9 tombini scatolari.

*Tabella 2-2 Riepilogo dei manufatti idraulici di attraversamento del reticolo idraulico lungo l'asse principale*

ID Tombino	Pk	B	H o D	Lunghezza
		(m)	(m)	(m)
TM_AP_01	5+200	2,0	2,0	36
TM_AP_02	7+040	2,0	2,0	35
TM_AP_03	7+099	2,0	2,0	44
TM_AP_04	8+986	2,0	2,0	32,5
TM_AP_05	9+070	2,0	2,0	28
TM_AP_06	9+152	2,0	2,0	24
TM_A67 P_07	9+209	2,0	2,0	21
TM_AP_08	2+350	2,5	2,5	16,9
TM_AP_09	2+640	5,0	3,0	16,2

La tabella sottostante riporta invece il complesso delle interferenze degli svincoli del nuovo asse viario previsti con il reticolo idraulico esistente, costituito da 2 tombini circolari.

Tabella 2-3 Riepilogo dei manufatti idraulici di attraversamento del reticolo idraulico lungo gli svincoli dell'asse principale

ID Tombino	Pk	B	H o D	Lunghezza
		(m)	(m)	(m)
TM_SV_03_BI	0+333	-	1,5	19
TM_SV_03_SE	0+140	-	1,5	29

In complesso quindi in progetto si prevedono n. 9 tombini scatolari, n. 2 tombini circolari DN 1500; in due i casi si è scelto, per l'opera idraulica, un andamento non rettilineo al fine di superare le importanti differenze di quota presenti da monte a valle.

In particolare, come concordato con ANAS ai fini di una corretta manutenzione e ispezionabilità, si è adottata per questi una sezione minima circolare Dn 1500 mm in corrispondenza delle aree intercluse degli svincoli e scatolare 2.00 x 2.00 m nell'asse principale; per gli stessi motivi si è concordato altresì che ove necessario per motivi di quota, l'imbocco della portata di piena al tombino avvenisse con la realizzazione di un pozzo, dotato di una ringhiera dissuasiva e un'area d'invito, così da avere una pendenza della canna del tombino adeguata a contenere le velocità.

Inoltre il presente studio ha anche la finalità di verificare che le opere di progetto non comportino elementi di incompatibilità rispetto al deflusso delle acque meteoriche durante gli eventi di piena, andandone a modificare in termini peggiorativi le dinamiche di drenaggio e smaltimento verso i corpi idrici recettori.

## 2.3 Metodologie di Calcolo

Per la verifica idraulica delle interferenze principali di attraversamento (Torrente Desedan, fiume Maè e Rio Val di Frari) è stato utilizzato il codice di calcolo Basement 3.1.1, realizzato e distribuito dall'Eidgenössische Technische Hochschule di Zurigo (ETHZ), che permette la simulazione di corsi d'acqua mediante un modello bidimensionale a fondo mobile.

La discretizzazione spaziale del dominio di calcolo si basa su una mesh non strutturata di elementi triangolari. Per le equazioni di continuità di massa e di quantità di moto il modello utilizza uno schema ai volumi finiti di tipo HLLC/HLL, mentre per la discretizzazione temporale viene applicato uno schema esplicito di Eulero del primo ordine. Il modello

numerico mantiene un approccio disaccoppiato tra le equazioni idrodinamiche e quelle morfodinamiche.

Per quanto riguarda invece la modellazione dei tombini è stato utilizzato il software HY-8 Culvert Hydraulic Analysis Program, un software sviluppato da Federal Highway Administration, capace di simulare e modellare un tombino in tutte le sue parti ed effettuare il dimensionamento.

## 2.4 Modelli idraulici e condizioni al contorno delle simulazioni idrauliche

La schematizzazione geometrica delle aste principali studiate è stata effettuata attraverso la discretizzazione spaziale del dominio di calcolo basato su una mesh non strutturata di elementi triangolari in modo da ottenere una buona e realistica rappresentazione del deflusso di piena basandosi sulle quote aggiornate del terreno estratte dal LIDAR realizzato nel 2020, con dettaglio spaziale di 50 cm sul piano orizzontale e copertura completa dell'area d'interesse.



Figura 2.4-1 Esempio di mesh di calcolo a monte della traversa di Soverzene.

Come è noto i rilievi LIDAR non sono in grado di descrivere la batimetria di eventuali aree sommerse, in corrispondenza delle quali restituiscono la superficie dell'acqua. Ciò nonostante, si è ritenuto di assumere il dato LIDAR come dato di partenza: l'impiego di un modello a fondo mobile e i modesti tiranti del fiume Piave in condizioni ordinarie rendono trascurabili gli eventuali errori di batimetria iniziale.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla relazione specialistica "Relazione di studio idraulico del Piave" VE407\_T00ID00IDRRE05\_A in cui sono stati esplicitati e giustificati tutti gli elementi della modellazione che hanno portato alla produzione delle tavole delle esondazioni per le portate aventi tempo di ritorno pari a 200 anni.

L'estensione delle aree di esondazione è riportata nelle planimetrie riferite allo stato ante operam:

- VE407\_T00ID00IDRPL09\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL10\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL11\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL12\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL13\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL14\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL15\_A.

e a quello post operam:

- VE407\_T00ID00IDRPL16\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL17\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL18\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL19\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL20\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL21\_A;
- VE407\_T00ID00IDRPL22\_A.

VE407

**Relazione Idraulica**

Per quanto riguarda le condizioni al contorno per ciascun dominio di calcolo sono stati individuati alcuni tratti al contorno sui quali sono state imposte le condizioni per l'ingresso e l'uscita delle portate d'acqua e di sedimenti. Per quanto riguarda gli apporti liquidi, le portate in ingresso sono quelle evidenziate qui di seguito:

Tabella 2-4 Portate in m<sup>3</sup>/s per T<sub>r</sub> 200 anni

t [h]	Piave a Castellavazzo	Torrente Vajont	Torrente Maè	Torrente Desedan	Torrente Val Gallina	Rio Val di Frari	Totale
0:00:00	38,5	3,3	20,2	0,7	1,0	0,4	64,1
1:00:00	42,2	3,8	20,4	0,9	1,3	0,6	69,2
2:00:00	49,1	7,0	24,4	1,9	2,7	1,2	86,3
3:00:00	66,2	15,9	39,2	4,0	5,7	2,4	133,4
4:00:00	99,1	30,2	69,0	7,1	10,0	4,1	219,5
5:00:00	156,0	49,1	113,0	11,2	15,3	6,2	350,8
6:00:00	249,5	72,3	169,5	16,1	21,6	8,7	537,7
7:00:00	384,6	99,3	236,9	21,8	28,7	11,5	782,8
8:00:00	558,4	129,7	314,0	28,2	36,6	14,6	1081,5
9:00:00	767,9	163,4	399,7	35,3	45,1	18,0	1429,4
10:00:00	1010,8	199,9	493,1	42,9	54,2	21,6	1822,5
11:00:00	1285,0	238,8	593,1	51,1	63,8	25,5	2257,3
12:00:00	588,5	279,8	698,5	59,8	73,7	<b>29,5</b>	1729,8
13:00:00	1912,7	315,0	803,4	<b>64,3</b>	76,5	29,5	3201,4
14:00:00	2157,0	278,0	<b>809,0</b>	54,5	59,9	23,6	3382,0
15:00:00	2304,9	225,4	704,2	45,4	46,2	18,9	3345,0
16:00:00	2399,0	183,1	585,2	37,9	35,9	15,2	3256,3
17:00:00	2314,1	149,4	488,7	31,6	28,1	12,3	3024,2
18:00:00	2024,2	122,2	410,7	26,5	22,2	9,9	2615,7
19:00:00	1759,0	100,5	347,5	22,2	17,7	8,1	2255,0
20:00:00	1535,2	83,0	296,1	18,8	142,0	6,6	2081,7
21:00:00	1345,9	68,9	254,1	15,9	11,6	5,5	1701,9
22:00:00	1185,0	57,6	219,7	13,5	9,6	4,6	1490,0
23:00:00	1048,0	48,5	191,4	11,5	8,0	3,9	1311,3
24:00:00	930,7	41,1	168,2	9,9	6,8	3,3	1160,0
25:00:00	830,2	35,2	148,8	8,5	5,9	2,8	1031,4
26:00:00	743,7	30,3	132,8	7,4	5,2	2,5	921,9
27:00:00	669,1	26,4	119,4	6,5	4,6	2,2	828,2
28:00:00	604,5	23,3	108,3	5,7	4,1	2,0	747,9
29:00:00	548,3	20,7	98,9	5,1	3,8	1,8	678,6

t [h]	Piave a Castellavazzo	Torrente Vajont	Torrente Maè	Torrente Desedan	Torrente Val Gallina	Rio Val di Frari	Totale
30:00:00	499,3	18,6	91,0	4,5	3,5	1,6	618,5
31:00:00	456,5	16,8	84,3	4,1	3,3	1,5	566,5
32:00:00	419,1	15,4	78,6	3,7	3,1	1,4	521,3
33:00:00	386,1	14,2	73,7	3,4	2,9	1,3	481,6
34:00:00	357,0	13,2	69,6	3,2	2,8	1,3	447,1
35:00:00	331,2	12,4	65,9	2,9	2,7	1,2	416,3
36:00:00	308,4	11,7	62,8	2,8	2,6	1,2	389,5
37:00:00	288,1	11,2	60,1	2,6	2,5	1,1	365,6
38:00:00	270,0	10,7	57,7	2,5	2,5	1,1	344,5
39:00:00	253,7	10,2	55,6	2,4	2,4	1,1	325,4
40:00:00	239,2	9,9	53,8	2,3	2,3	1,0	308,5
41:00:00	226,1	9,5	52,1	2,2	2,3	1,0	293,2
42:00:00	214,2	9,3	50,6	2,1	2,2	1,0	279,4
43:00:00	203,6	9,0	49,3	2,0	2,2	1,0	267,1
44:00:00	193,9	8,8	48,1	2,0	2,1	0,9	255,8
45:00:00	185,1	8,6	46,9	1,9	2,1	0,9	245,5
46:00:00	177,0	8,4	45,9	1,9	2,0	0,9	236,1
47:00:00	169,7	8,2	45,0	1,8	2,0	0,9	227,6
48:00:00	162,9	8,0	44,1	1,8	2,0	0,9	219,7

Come condizioni al contorno di valle sono state adottate condizioni al contorno di moto uniforme con pendenza pari allo 0.2%. In merito agli apporti solidi, a monte è stata assunta la situazione di equilibrio sedimentologico, nel quale il materiale entrante corrisponde alla capacità di portata della corrente e non si genera quindi né scavo né deposito. In precedenti lavori si è potuto verificare che, fatto salvo un breve tratto iniziale, le ipotesi di monte tendono ad avere peso modesto e per tale motivo l'ipotesi di flusso in equilibrio in ingresso costituisce l'assunto intermedio di minor errore. Per le sezioni di valle, si è imposta la condizione di equilibrio, che porta all'uscita dal dominio dei sedimenti naturalmente portati.

Ulteriori condizioni sono state imposte in corrispondenza della traversa di Soverzene. Essa è costituita da una traversa fissa con soglia a quota 390,5 m: sull'intera lunghezza, che supera i 270 m a meno dei sostegni della strada soprastante, è imposta una condizione di tipo weir a simulare l'efflusso sopra uno stramazzone in parete grossa. Le paratoie di scarico a lato della traversa servono a scaricare la portata di piena quando

necessario: nella simulazione si sono immaginate chiuse all'inizio della piena e poi aperte al tempo  $t=3$  ore. In tempo di magra si è ipotizzato che le paratoie chiuse convogliano invece le portate verso il bacino di carico, dal quale viene prelevata la portata entrante a fini idroelettrici. Tale prelievo diviene rapidamente irrilevante all'approssimarsi della piena.

Per quanto concerne la scabrezza, la valutazione dei coefficienti da inserire in ciascun modello è stata basata su dati cautelativi di letteratura, sulle indicazioni rilevate durante i sopralluoghi e sull'esperienza acquisita nel campo della modellistica idraulica.

## 2.5 Confronto tra ante e post operam

Le verifiche condotte sullo stato ante-operam hanno avuto lo scopo di determinare le aree di esondazione lungo i corsi d'acqua principali e, quindi, di valutare le possibili interferenze con il tracciato di progetto. Di seguito sono riportati le immagini seguenti del torrente Maè, del torrente Desedan e del Rio Val dei Frari riportanti nella condizione ante operam i tiranti idrici per le portate aventi  $Tr=200$ .

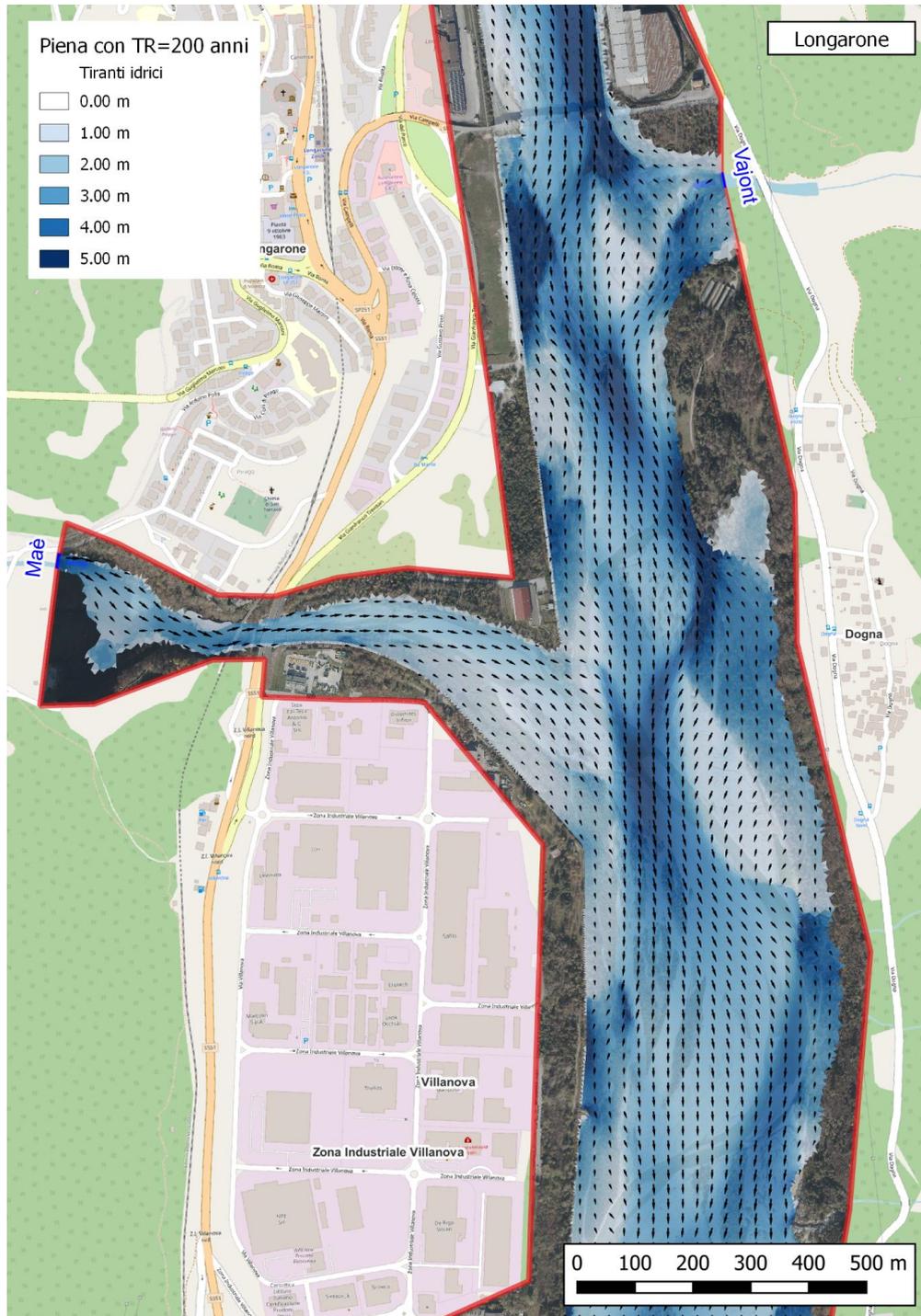


Figura 2.5-1 Tiranti idrici per TR = 200 anni nello stato di fatto a Longarone presso la confluenza con il Maè. Scala 1:10.000.

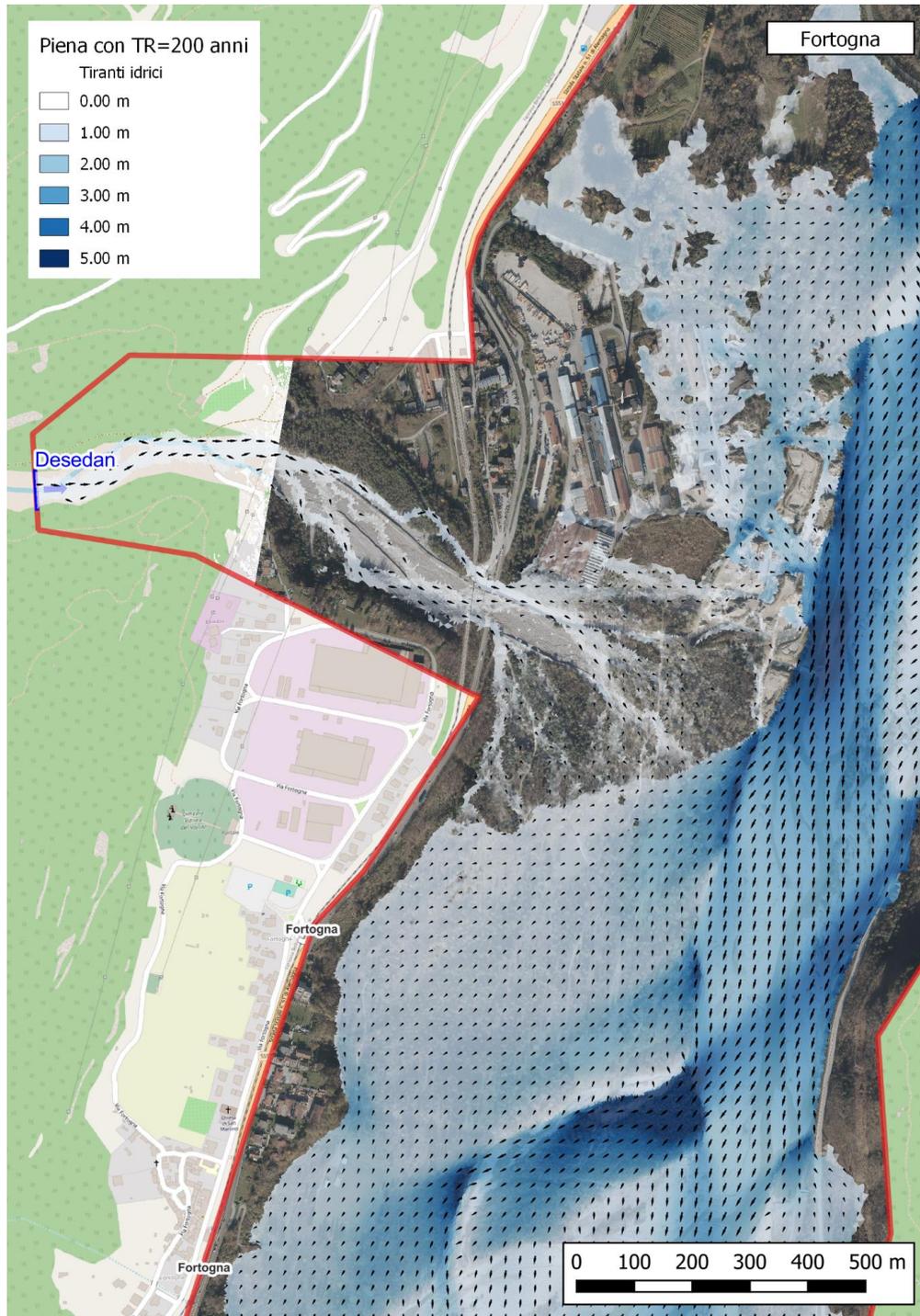


Figura 2.5-2 Tiranti idrici per TR = 200 anni nello stato di fatto a Fortogna presso la confluenza col Desedan. Scala 1:10.000.



Figura 2.5-3 Tiranti idrici per TR = 200 anni nello stato di fatto a Soverzene presso la confluenza col Rio Val dei Frari. Scala 1:10.000.

Mentre le verifiche condotte sullo stato post-operam hanno avuto lo scopo di verificare gli interventi di sistemazione volti a risolvere le interferenze con il tracciato di progetto. In particolare si sono indagati i valori delle velocità assunte dalle correnti.

In particolare attraverso le modellazioni si è indagato l'andamento delle velocità della corrente idrica e il loro aumento generato nei tratti che presentano un cambio di direzione dovute a variazioni di curvatura o attribuibili al passaggio tra le pile. A causa degli elevati indici di urbanizzazione delle aree interessate da questi corsi di acqua si è svolto lo studio per ottimizzare gli standard di sicurezza delle opere di difesa. Qui di seguito si riportano gli andamenti post operam delle velocità della corrente e dei tiranti in corrispondenza degli attraversamenti principali per la portata duecentennale.

A partire da tali risultati è stato possibile valutare i fenomeni di scalzamento delle fondazioni, delle pile e delle spalle dei ponti lambiti dalle portate di piena e oggetto di fenomeni idraulici di tipo erosivo e progettare adeguate soluzioni e accorgimenti per limitare l'erosione.

Nella relazione specifica VE407\_T00ID00IDRRE05\_A, in particolare sono riportate delle tavole riportanti gli andamenti delle velocità della corrente e il loro aumento generato nei tratti interessati da possibili incrementi di velocità degli alvei.

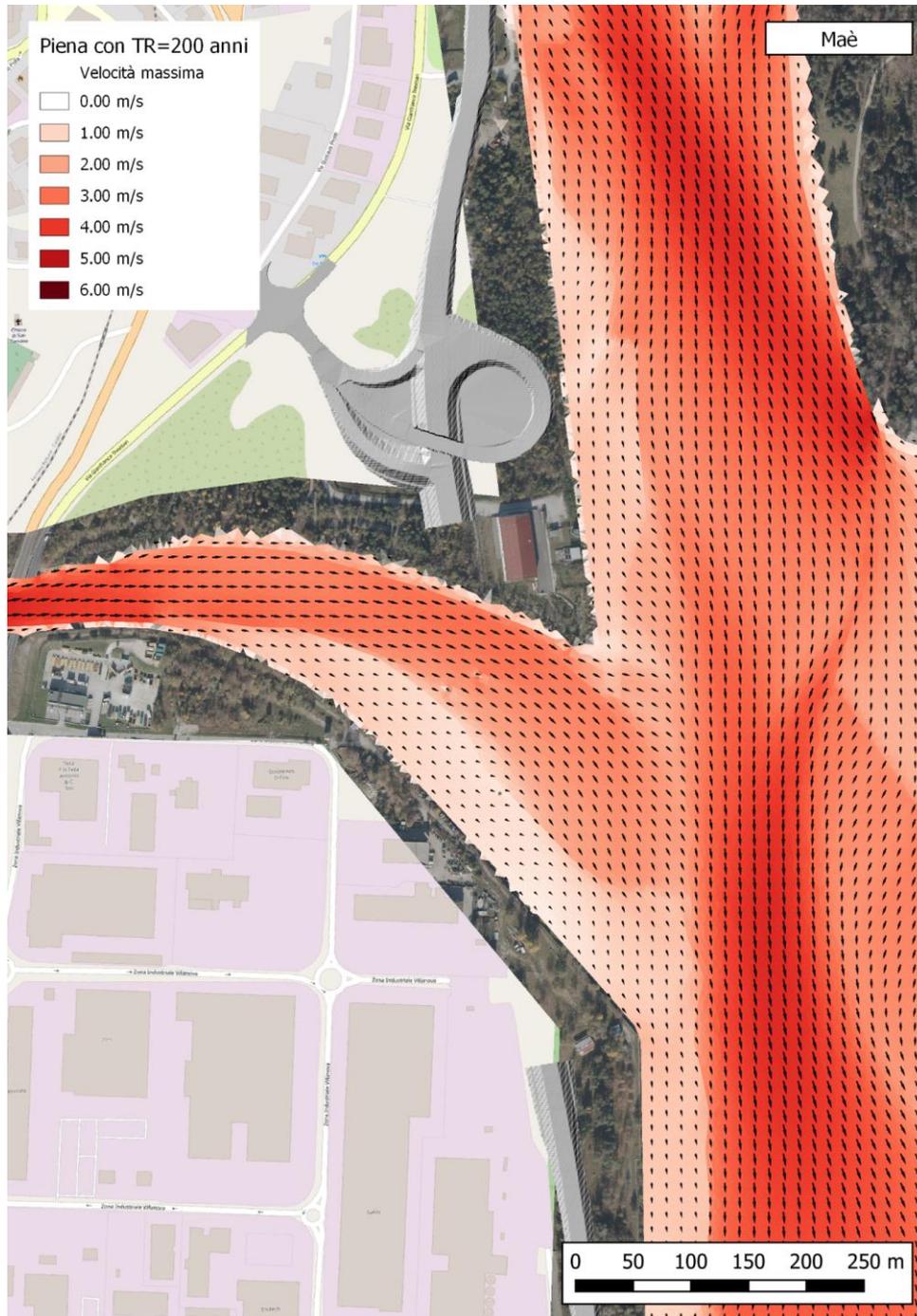


Figura 2.5-4 Velocità massima per TR = 200 anni nello stato di progetto a Longarone presso la confluenza con il Maè. Scala 1:5.000.

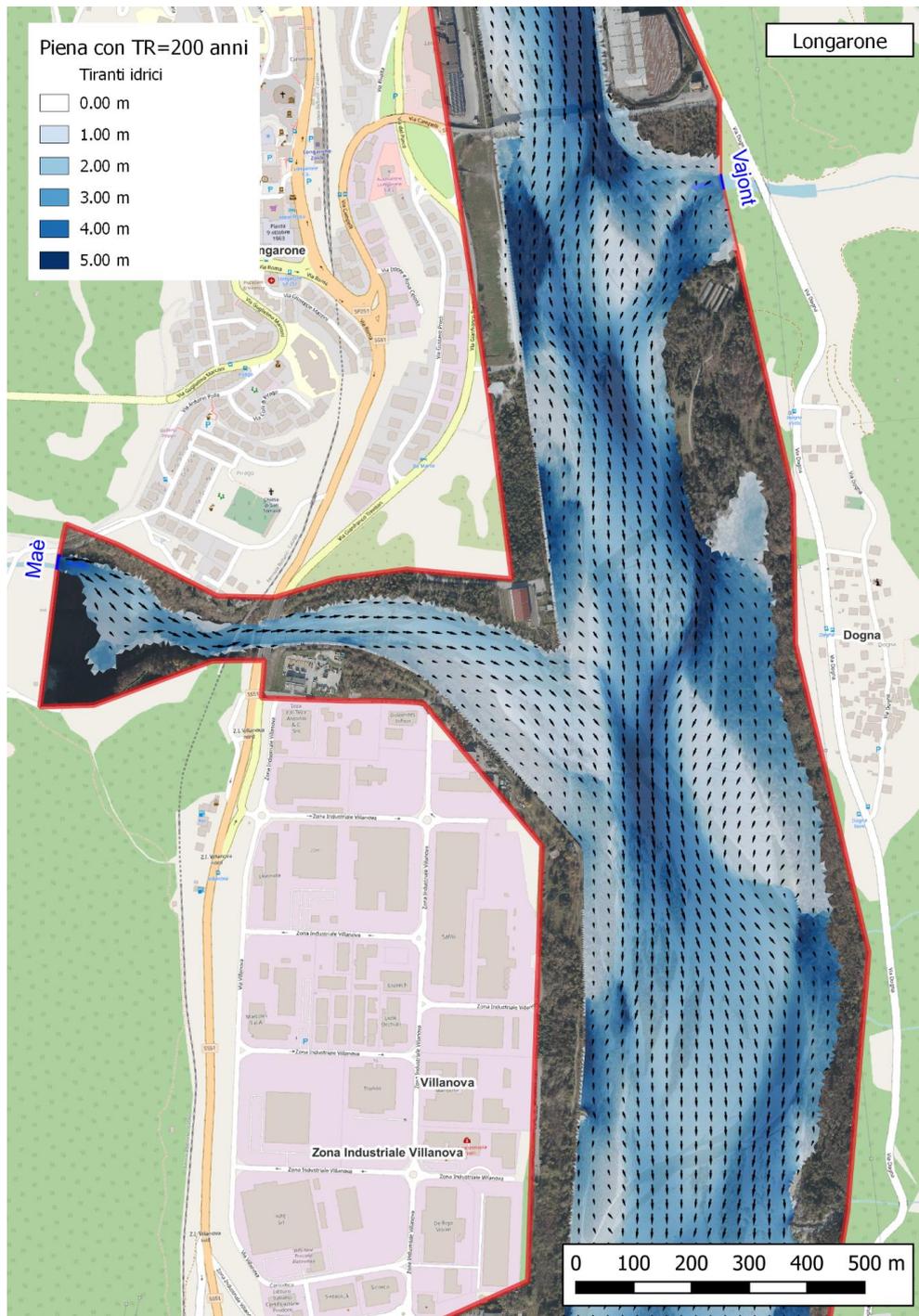


Figura 2.5-5 Tiranti idrici per TR = 200 anni stato di progetto a Longarone. Scala 1:10.000.

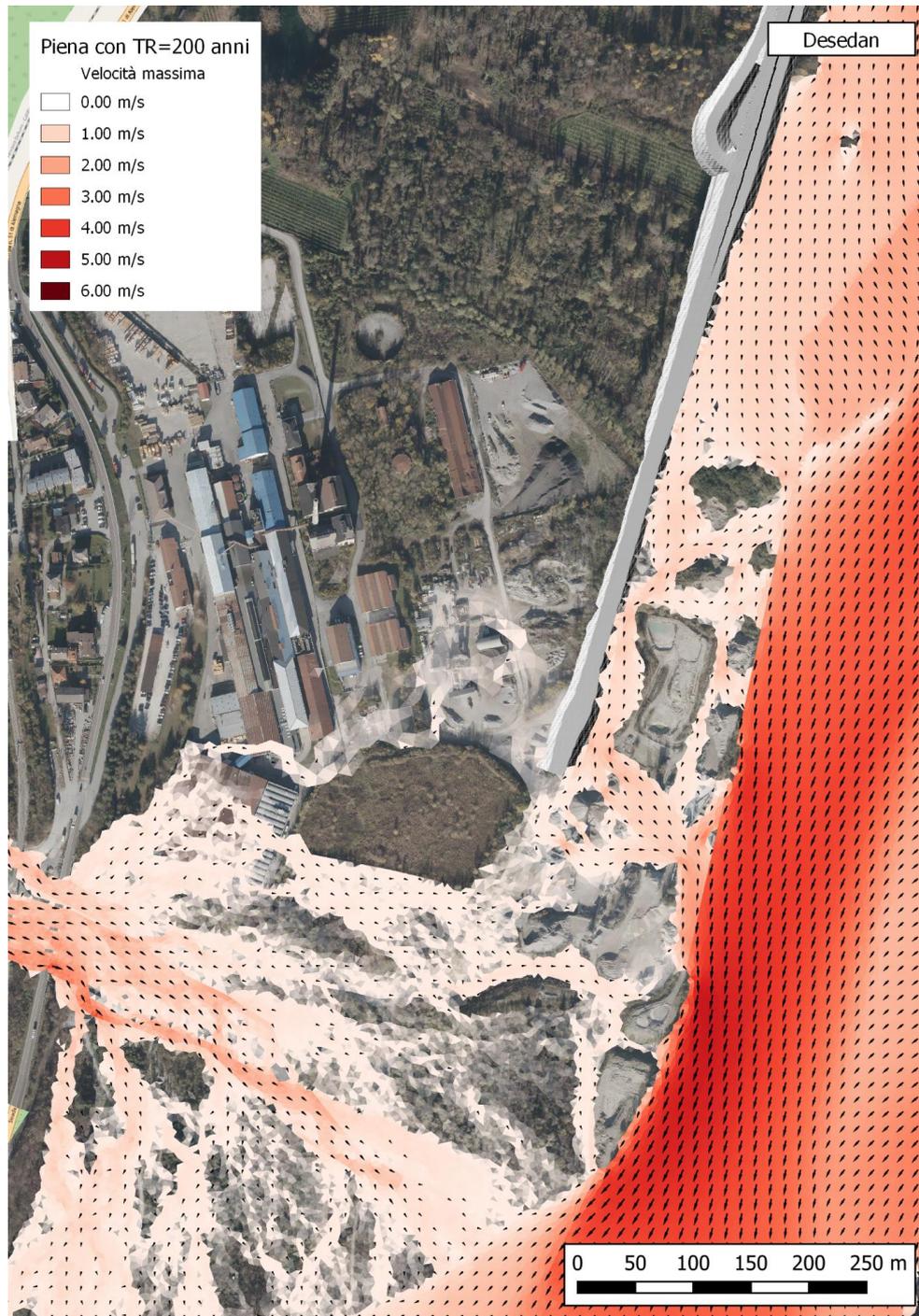


Figura 2.5-6 Velocità massima per TR = 200 anni nello stato di progetto a Longarone presso la confluenza con il Desedan. Scala 1:5.000.

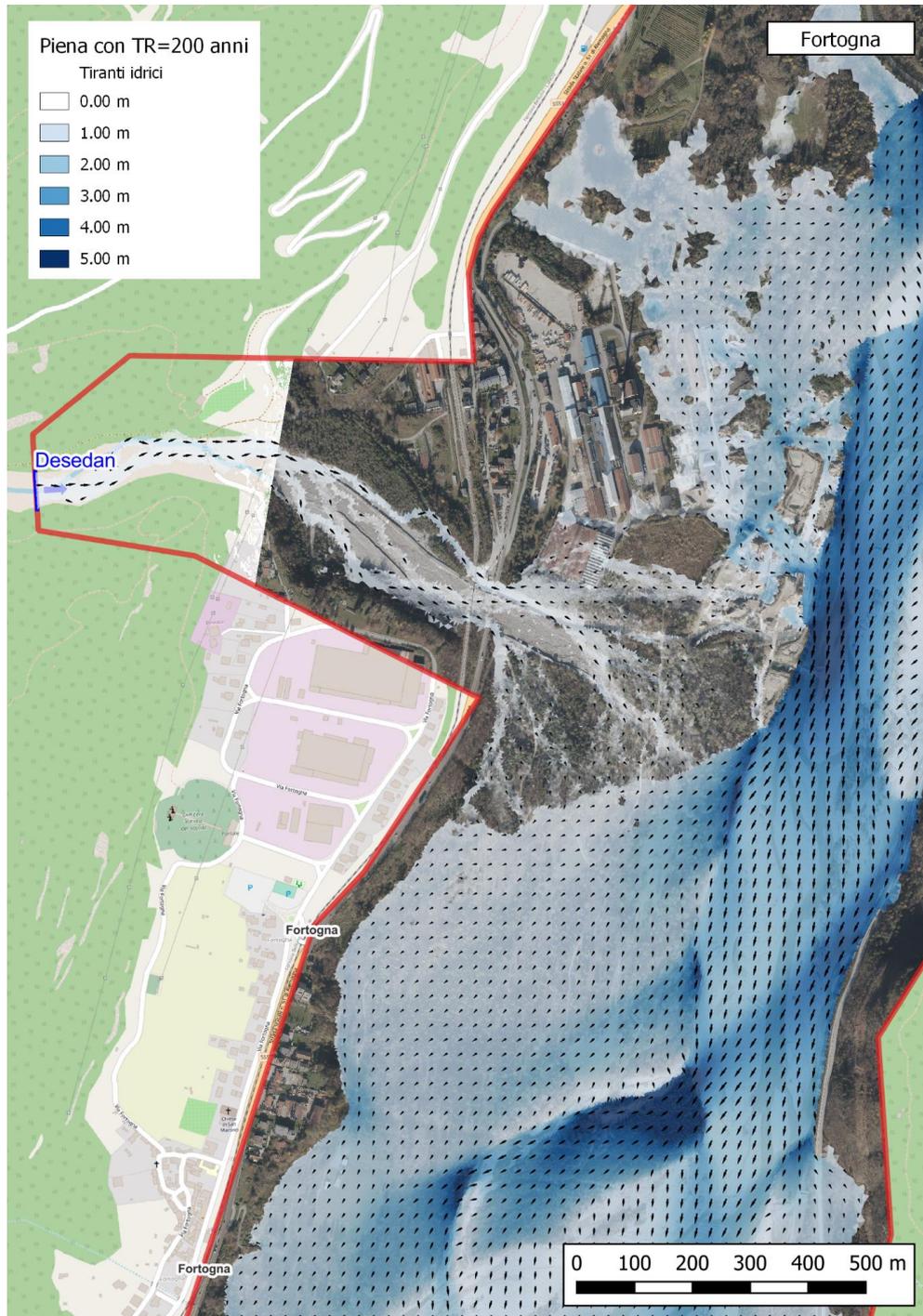


Figura 2.5-7 Tiranti idrici per TR = 200 anni stato di progetto a Fortogna. Scala 1:10.000.



Figura 2.5-8 Velocità massima per TR = 200 anni nello stato di progetto a Pian di Vedoia presso la confluenza con il Rio Val dei Frari. Scala 1:5.000.

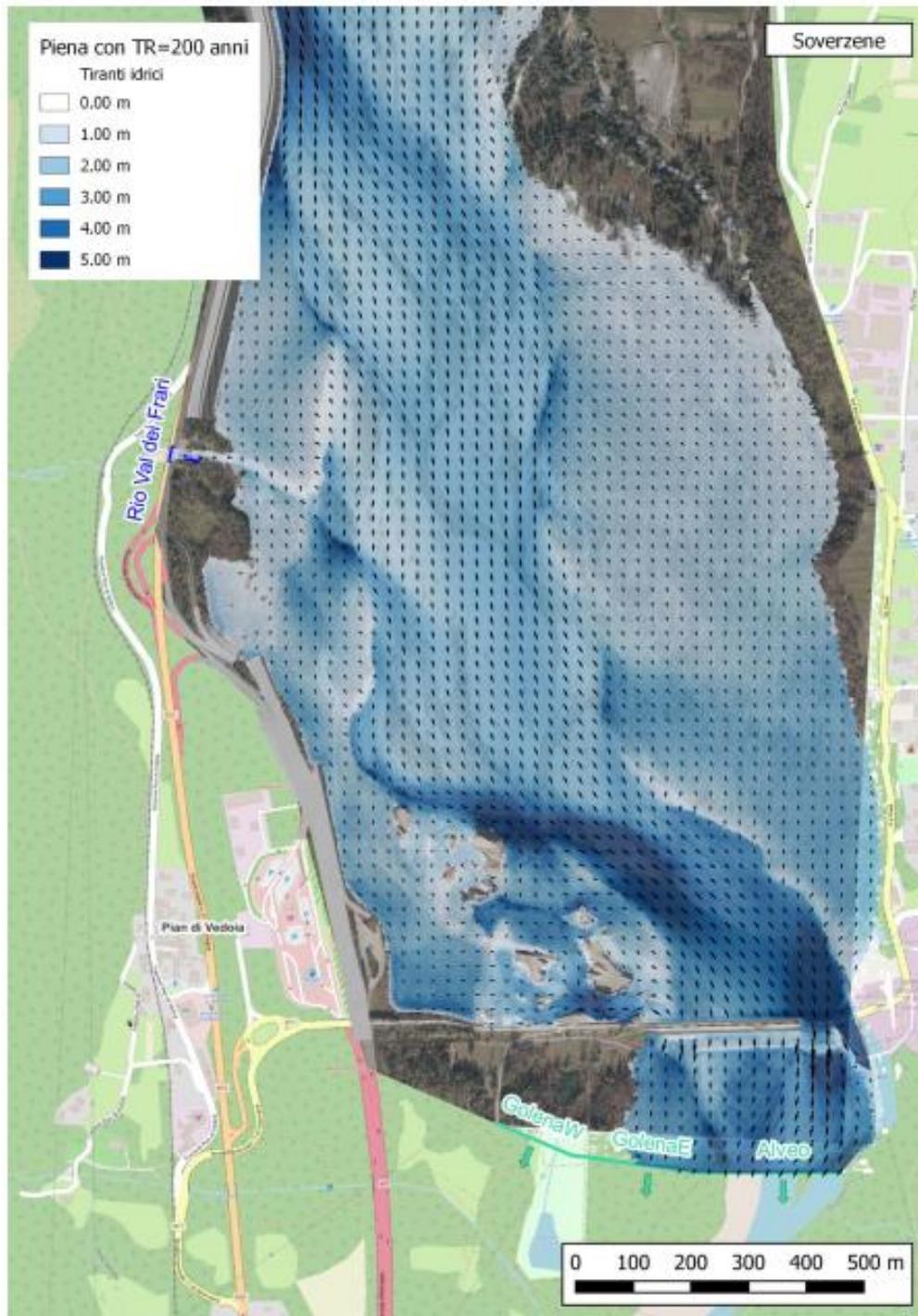


Figura 2.5-9 Tiranti idrici per TR = 200 anni stato di progetto a Soverzene. Scala 1:10.000.

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.		
VE407	<b>Relazione Idraulica</b>	

La tabella che segue riepiloga le principali caratteristiche dei corsi d'acqua per i quali è stata svolta la modellazione.

*Tabella 2-5 riepilogo caratteristiche generali dei principali corsi d'acqua oggetto di modellazione*

ID BACINO SOTTESO	Asta Fluviale	Superficie bacino sotteso alla sezione	Attraversamento			Q Tr=200
		A [km <sup>2</sup> ]	PK	tipologia	Opera	m <sup>3</sup> /s
02	Vallone dei Frari	8,09	0+820.00	Viadotto	VI FRARI	33,61
08	Torrente Desedan	16,22	3+880.00	Viadotto	VI_DESE	64,3
09	Torrente Maè	234.20	6+800.00	Viadotto	VI_MAE	809,0

Si illustrano di seguito i risultati delle suddette modellazioni.

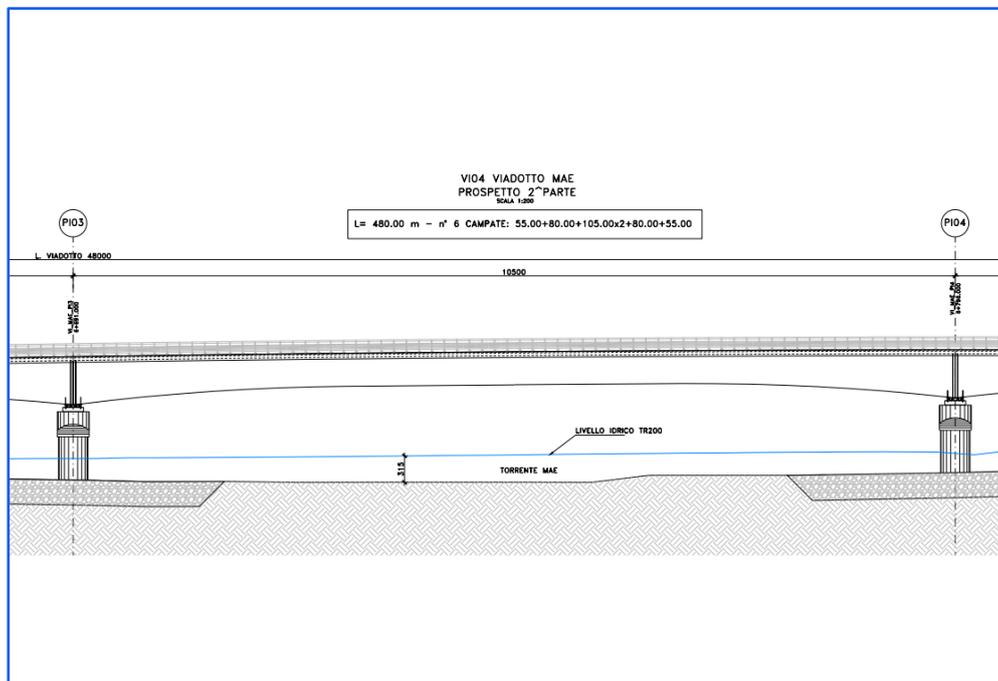
### **2.5.1 Torrente Maè**

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 Km<sup>2</sup>, 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.



2.5-10 Torrente Maè - situazione ante operam e post operam.



2.5-11 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.

### **2.5.2 Torrente Desedan**

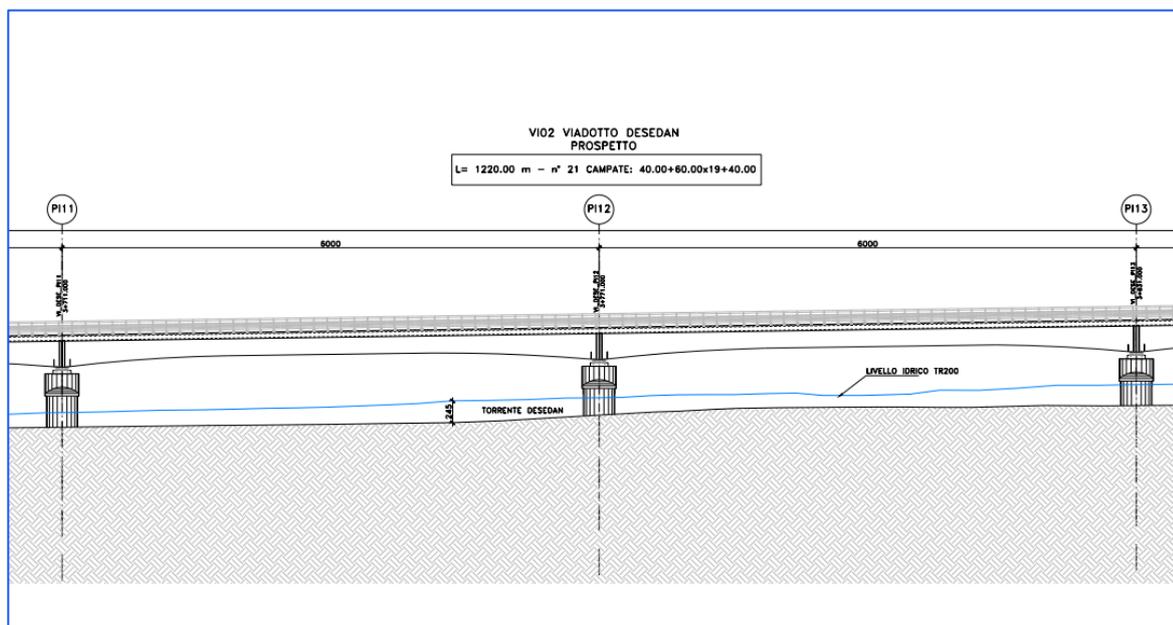
Nella figura che segue è riportato il risultato della modellazione ante operam del corso d'acqua, riportata in dettaglio nella tavola VE407\_T00ID00IDRPE\_A mentre la post operam contenuta nella tavola di cui alla tavola VE407\_T00ID00IDRPE\_A.



*Figura 2.5-12 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.



2.5-13 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 VIO2 Viadotto Desedan.

### 2.5.3 Rio Val dei 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.

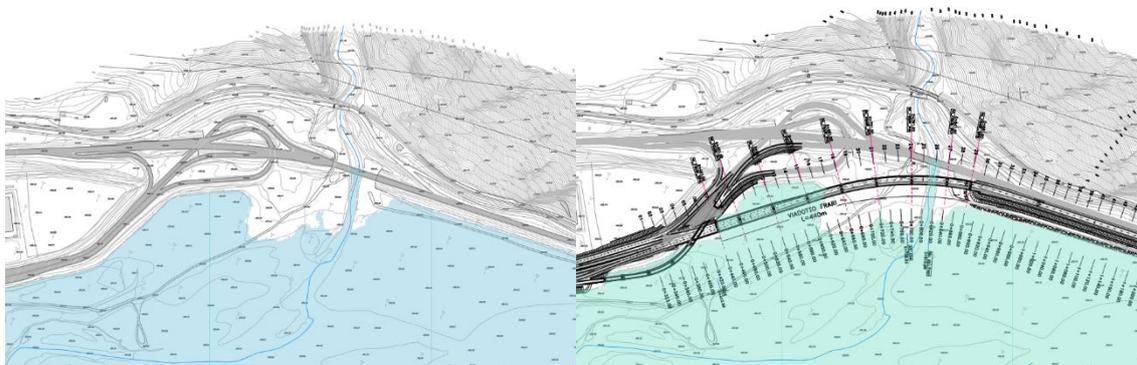
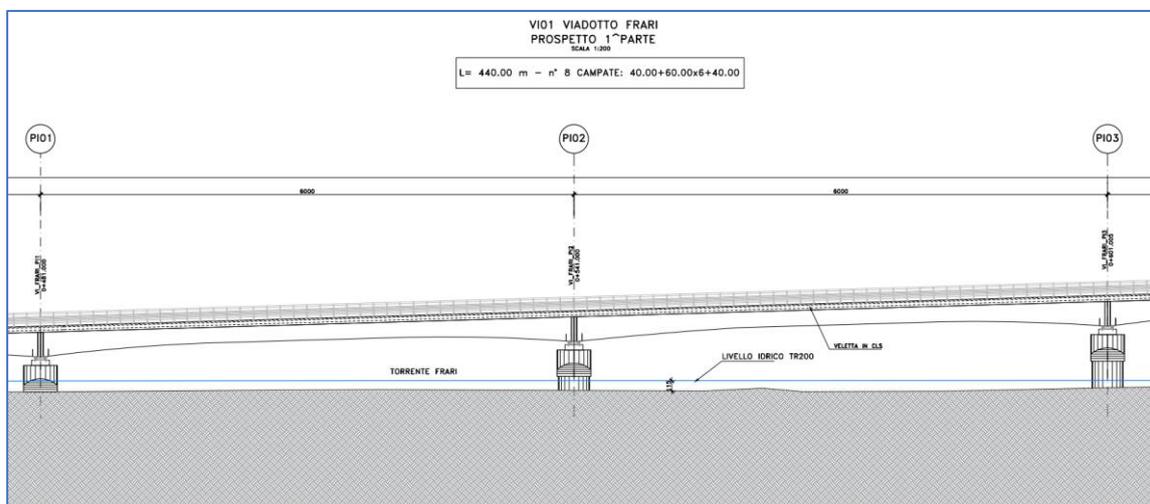
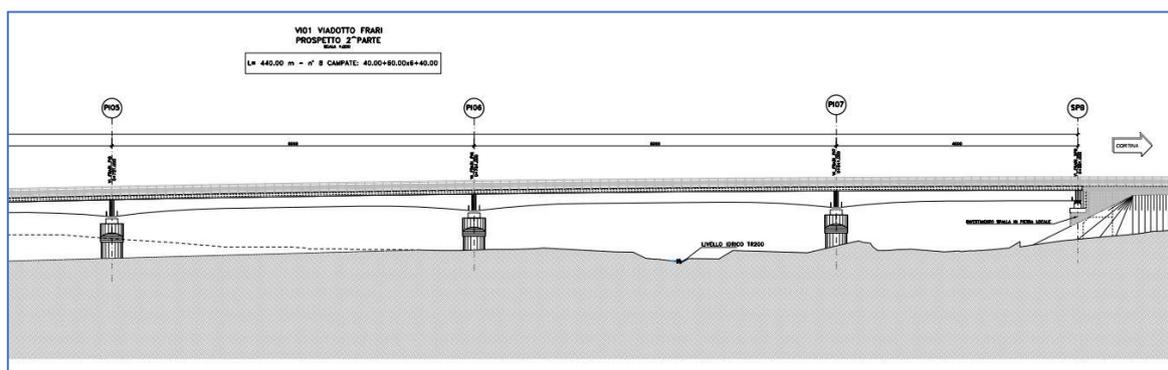


Figura 2.5-14 Rio Val dei Frari – ante operam e post operam.



2.5-15 Rio Val dei Frari - situazione post operam (da PK 0+481 a PK 0+601)



2.5-6 Rio Val dei Frari - situazione post operam (da PK 0+721 a PK 0+881)

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.

## 2.6 Interazioni tra corrente idrica e opere in alveo

L'analisi delle interazioni che si verificano fra la corrente idrica, l'alveo del corso d'acqua in cui essa defluisce e le strutture degli attraversamenti fluviali è stata oggetto negli ultimi anni di una rinnovata attenzione da parte dei progettisti, a seguito dei sempre più frequenti eventi alluvionali verificatisi sia in Italia sia all'estero. In occasione di tali eventi, infatti, le opere presenti evidenziano un elevato livello di vulnerabilità, che si traduce, talvolta, in danneggiamenti e crolli. La presenza di un attraversamento, inoltre, anche prescindendo da un suo eventuale collasso o danneggiamento, può indurre conseguenze rilevanti sulla

morfologia dell'alveo naturale, sulle caratteristiche idrauliche della corrente e sullo stesso regime delle portate di piena. Pertanto, nel contesto della pianificazione e della tutela della sicurezza idraulica del territorio, lo studio delle conseguenze potenziali dovute all'insufficienza idraulica dei ponti assume una rilevante importanza in fase di progettazione.

Sulla base di quanto detto, quindi, nel seguito si riporta una descrizione della dinamica dei fenomeni di trascinamento ed erosione, qualitativi e quantitativi, che si sviluppano all'interno dell'alveo naturale e in corrispondenza delle opere stradali e di attraversamento fluviale in progetto.

### **2.6.1 Trasporto solido**

A seguito della degradazione del suolo dei bacini imbriferi i corsi d'acqua trasportano spesso materiali solidi incoerenti che si trovano sul fondo dell'alveo. Il letto di tali corsi d'acqua, infatti, è in genere costituito da un primo strato erodibile, fondo mobile, che posa su un secondo strato, più profondo e coerente, non erodibile denominato fondo fisso.

In generale, si distingue tra le due seguenti tipologie di trasporto:

- Trasporto al fondo, che avviene per strisciamento, rotolamento, saltellamento dei grani di materiale solido sul fondo;
- Trasporto in sospensione, che si verifica quando la turbolenza del moto è in grado di mantenere in sospensione i sedimenti trasportandoli verso valle.

Tuttavia, non esiste una netta separazione tra i due tipi di trasporto, ma si osserva un graduale passaggio da un moto di sedimenti per strisciamento ad uno per rotolamento e per salti fino alla sospensione completa. Da un punto di vista teorico, però risulta conveniente attuare tale distinzione e condurre lo studio dei due tipi di trasporto separatamente.

Oltre a queste tipologie di trasporto, si osserva, nei corsi d'acqua naturale, anche il trasporto per flottazione, costituito prevalentemente da materiali vegetali galleggianti a seguito dello sradicamento di arbusti e di tronchi da parte della corrente, che può essere causa di ostruzioni parziali o totali delle luci di ponti o di altri manufatti, e generare un

innalzamento del pelo libero a monte dell'ostruzione per effetto di rigurgito con eventuali esondazioni delle portate di piena.

L'analisi della capacità di trasporto solido per il Torrente Maè e per il Torrente Desedan è stata condotta a partire dai risultati dello studio idraulico, svolto sulla base del modello numerico realizzato con Basement v.3.

Nel fare le simulazioni del trasporto solido, si sono mantenuti tutti i parametri di default proposti dal software, che utilizza pertanto la formula originale di Meyer-Peter e Müller senza correzioni e assume sedimenti da 2650 kg/m<sup>3</sup> e con porosità pari a 0.4.

Si è inserito come singolo diametro caratteristico del materiale, valutato in base al d<sub>50</sub> dei sedimenti in alveo, un diametro mediano pari a 50 mm.

Si è dunque mantenuto il diametro di 50 mm come valore di migliore stima per le simulazioni di progetto. Per quanto concerne l'erosibilità delle differenti superfici, si sono considerate infinitamente erodibili le aree di alveo e di golena. Basement non è ancora in grado di prevedere l'evoluzione della vegetazione durante una piena, per cui i tratti vegetati vengono erosi meno significativamente per via della loro maggiore scabrezza, indipendentemente dall'eventuale asportazione della vegetazione. Viceversa sono considerate inerodibili le strutture idrauliche quali i muri e le scogliere, le strade asfaltate, le sponde antropizzate e le pareti rocciose della gola tra Gardona e Castellavazzo.

Relativamente alle sezioni di attraversamento fluviale delle opere in progetto il modello idrodinamico ha consentito di calcolare i valori delle grandezze idrauliche caratteristiche per tali sezioni trasversali per i diversi tempi di ritorno oggetto di analisi (50, 100, 200, 500 anni).

Per ogni sezione di calcolo del modello numerico, noti i valori dei diametri caratteristici e della tensione fisica al fondo – fornita direttamente dal codice di calcolo per ogni periodo di ritorno – si è proceduto a calcolare:

il numero di Reynolds della particella;

il valore della tensione critica attraverso la formula di Brownlie;

il valore della tensione di Shields in base alla tensione fisica;

i valori della capacità di portata solida.

Sulla base di tali grandezze idrauliche è quindi possibile determinare la capacità di trasporto solido teorica di ogni sezione trasversale d'alveo in corrispondenza delle opere in progetto.

In letteratura esistono diverse formulazioni empiriche per il calcolo della capacità di trasporto solido al fondo ed in sospensione a partire dalle caratteristiche idrauliche della corrente.

Tra tali diverse formulazioni, si è assunto di utilizzare differenti modelli, che si differenziano tra loro in base all'intervallo di applicabilità, quali quelli di Meyer-Peter e quello di Smart e Jaeggi.

Tutte le formulazioni non tengono conto della reale distribuzione granulometrica e sono applicate usualmente ai materiali eterogenei presenti negli alvei reali facendo riferimento nella definizione delle grandezze caratteristiche al diametro medio ( $d_{50}$ ). La sola formulazione di Smart e Jaeggi utilizza anche i diametri  $d_{30}$  e  $d_{90}$ . Nel caso in esame si è considerato quale materiale costituente l'alveo un miscuglio eterogeneo composto, in maniera variabile, dai seguenti materiali:

Materiale	$\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$d_{30}$ (mm)	$d_{50}$ (mm)	$d_{90}$ (mm)
Sabbia fine	2200	0.038	0.06	0.113
Sabbia grossa	2200	0.15	0.25	0.45
Ghiaia fine	1700	0.6	1	1.8
Ghiaia media	1700	18	30	54
<b>Valori Medi</b>	<b>1950</b>	<b>5</b>	<b>8</b>	<b>14,1</b>

### 2.6.2 Capacità di trasporto

Tutte le formule sono fondate sulla teoria di Shields, per cui la capacità di trasporto adimensionale per unità di larghezza  $\phi$  risulta funzione della tensione di Shields  $\tau^*$  e del numero di Reynolds della particella  $Re_p$ , dove la tensione di Shields è data da:

$$\tau^* = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d_{50}}$$

Con  $\tau$  tensione fisica espressa in (N/m<sup>2</sup>),  $\rho_s$  densità della particella solida, assunto costante pari a 2650 kg/m<sup>3</sup>,  $\rho_w$  densità dell'acqua, pari a 1000 kg/m<sup>3</sup>, g accelerazione di gravità e  $d_{50}$  diametro medio del grano.

$$\tau = \gamma i_f R$$

Con  $\tau$  tensione tangenziale sul fondo dell'alveo espressa in (N/m<sup>2</sup>),  $\gamma$  peso specifico della particella solida, R raggio idraulico della sezione,  $i$  (m/m) pendenza del fondo alveo.

Il numero di Reynolds della particella è invece dato da:

$$Re_p = \sqrt{(s - 1) g d_{50}^3 / \nu}$$

Con  $s = \rho_s / \rho = 2.65$  e  $\nu$  viscosità cinematica dell'acqua, pari a  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

Secondo tutte le formulazioni, si ha condizione di incipiente trasporto quando la tensione di Shields eguaglia il valore critico  $\tau_c^*$ , calcolato secondo la formula di Brownlie:

$$\tau_c^* = 0.22 R_p^{-0.6} + 0.06 \exp(-17.77 R_p^{-0.6})$$

La corrente determina quindi un trasporto positivo per  $\tau^* > \tau_c^*$ , e nullo per  $\tau^* < \tau_c^*$

Il valore del trasporto è dato in termini adimensionali dalle formule empiriche riportate a seguire, da cui è possibile ricavare il valore di portata solida per unità di larghezza  $q_s$  mediante la formula:

$$\phi = \frac{q_s}{\sqrt{(s - 1) g d_{50}^3}}$$

Nonché il valore totale di portata solida  $Q_s$  moltiplicando per la larghezza dell'alveo.

La formula di Meyer-Peter e Muller esprime la portata solida adimensionale per unità di larghezza secondo l'espressione:

$$\phi = 8 (\tau^* - \tau_{cr}^*)^{1.5}$$

In cui il valore della tensione critica è assunto indipendente dal numero di Reynolds, e quindi dal diametro della particella, e pari a 0,047 mm.

La formula di Smart e Jaeggi permette il calcolo del trasporto solido di materiale grossolano in fiumi o canali ed è basata sull'equazione originale di Meyer-Peter e Muller, derivata da esperimenti di laboratorio con sedimenti non uniformi di varia densità. Osservando che l'equazione originale detta tende a sottostimare la quantità di trasporto solido per pendenze di fondo maggiori del 3%, Smart e Jaeggi ne hanno proposto una modifica basandosi ancora su prove di laboratorio e considerando sia il parametro di Shields in funzione della pendenza sia la non uniformità dei sedimenti. Nella sua forma semplificata la formula fornisce direttamente:

$$\phi = 4 \left[ \left( \frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \right] \cdot i_f^{0.6} \cdot \chi \cdot \tau^{*0.5} (\tau^* - \tau_{cr}^*)$$

Con  $i_f$  pendenza della superficie libera e  $\chi$  è il coefficiente di Chezy.

### 2.6.3 Stima del trasporto solido

Nel seguito sono forniti, in forma tabellare, i risultati dell'analisi relativa al trasporto solido in corrispondenza dei tombini dell'asse principale in progetto.

I risultati ottenuti mostrano come il trasporto solido non risulti un fattore critico nella dinamica dell'attraversamento. Ciò è giustificato dai tiranti idrici che caratterizzano gli eventi con un tempo di ritorno pari a 200 anni considerato nel calcolo, che mantengono valori comunque contenuti.

Tabella 2-6 Caratteristiche materiali di trasporto

$\rho_s$	$\rho_w$	s	g	$d_{30}$	$d_{50}$	$d_{90}$	v	$Re_p$	$\tau_{cr}^*$	$n_v$	K
(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	(-)	(m/s <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> /s)	(-)	(-)	(%)	(m <sup>1/3</sup> /s)
2650	1000	2	9.81	0,005	0,05	0,08	0.00	35017,9	0,0584448	50	70

Tabella 2-7 Caratteristiche idrauliche dei tombini

ID Opera	Pk	Q	B	H o D	h	A	P	R	K	i	V
		(mc/s)	(m)	(m)	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>1/3</sup> /s]	[%]	[m/s]
TM_AP_01	5+200,00	3,00	2	2	1,40	2,80	4,80	0,583	70	0,008	4,37
TM_AP_02	7+099,50	3,00	2	2	1,40	2,80	4,80	0,583	70	0,005	3,56
TM_AP_03	8+986,00	3,00	2	2	1,40	2,80	4,80	0,583	70	0,097	15,25
TM_AP_04	9+070,00	3,00	2	2	1,40	2,80	4,80	0,583	70	0,096	15,11
TM_AP_05	9+152,60	8,95	2	2	1,40	2,80	3,14	0,891	70	0,050	14,46
TM_AP_06	9+209,00	3,00	2	2	1,40	2,80	3,14	0,891	70	0,006	5,08

VE407

**Relazione Idraulica**

ID Opera	Pk	Q	B	H o D	h	A	P	R	K	i	V
		(mc/s)	(m)	(m)	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>1/3</sup> /s]	[%]	[m/s]
TM_AP_08	2+350,00	2,71	2,5	2,5	1,75	4,38	6	0,729	70	0,015	6,95
TM_AP_09	2+640,00	3,32	5	3	2,10	10,50	9,20	1,141	70	0,015	9,36
TM_SV_03_BI	0+333,66	1,00	-	1,5	0,75	0,88	2,36	0,375	70	0,006	2,82
TM_SV_03_SE	0+140,00	1,00	-	1,5	0,75	0,88	2,36	0,375	70	0,006	2,82

Tabella 2-8 Valori di portata solida Qs per ciascun tombino

ID Opera	PK	Q	$\tau^*$	$\gamma$	MEYER-PETER			SMART-JAEGGI		
					$\phi$	q <sub>s</sub>	Q	$\phi$	q <sub>s</sub>	Q
					(-)	(m <sup>3</sup> /s·m)	(m <sup>3</sup> /s)	(-)	(m <sup>3</sup> /s·m)	(m <sup>3</sup> /s)
TM_AP_01	5+200,00	3,00	0,0892	0,92	0,043	0,0000478	0,000143	0,014260	0,000016	0,000032
TM_AP_02	7+099,50	3,00	0,0598	0,93	0,000	0,0000005	0,000001	0,000412	0,000000	0,000001
TM_AP_03	8+986,00	3,00	0,9324	0,79	6,536	0,0072376	0,014475	5,865325	0,006495	0,012990
TM_AP_04	9+070,00	3,00	0,8812	0,76	5,970	0,0066108	0,013222	5,310819	0,005881	0,011762
TM_AP_05	9+152,60	8,95	0,8206	1,36	5,323	0,0058942	0,011788	3,443209	0,003813	0,007626
TM_AP_06	9+209,00	3,00	0,0789	0,93	0,023	0,0000259	0,000052	0,008836	0,000010	0,000020
TM_AP_08	2+350,00	2,71	0,1509	0,83	0,225	0,0002491	0,000623	0,08435	0,000093	0,000234
TM_AP_09	2+640,00	3,32	0,1091	0,60	0,091	0,0001010	0,000303	0,04233	0,000047	0,000141
TM_SV_03_BI	0+333,66	1,00	0,0619	0,73	0,002	0,0000018	0,000003	0,001157	0,000001	0,000002
TM_SV_03_SE	0+140,00	1,00	0,0619	0,73	0,002	0,0000018	0,000003	0,001157	0,000001	0,000002

**2.6.4 Dinamica del fondo d'alveo**

L'erosione è dovuta all'azione della corrente idrica che mobilita e trasporta i sedimenti in alveo, come in precedenza osservato, e la sua stima è resa particolarmente complessa dalla natura ciclica del fenomeno. Infatti, le asportazioni di materiale solido raggiungono, in genere, i massimi valori in occasione degli eventi di piena maggiori, per poi essere parzialmente o totalmente riempite nella fase di esaurimento dell'idrogramma di piena. Il fenomeno, in corrispondenza della base delle pile e delle spalle dei ponti, in genere si verifica con la sovrapposizione di tre differenti processi, valutati indipendentemente, che si verificano contemporaneamente dando origine all'erosione totale:

- Movimento del fondo, con innalzamento o abbassamento dell'alveo in prossimità del ponte, dovuto alla variazione del profilo idraulico, indipendentemente dalla presenza dello stesso;
- Erosione generalizzata, in corrispondenza dell'eventuale sezione ristretta del ponte, causata dall'aumento locale della velocità della corrente dovuto al restringimento;

- Erosione localizzata, alla base delle pile e delle spalle del ponte, causata dalle deviazioni di flusso idrico indotte dalla presenza delle strutture in alveo.

L'abbassamento, o l'innalzamento, del fondo dell'alveo naturale determina la quota che esso assumerebbe in assenza del manufatto, la quale viene assunta come riferimento per il calcolo dell'entità dell'erosione, localizzata e generalizzata, causata dalla presenza delle opere. Tale quota di riferimento risulta, tuttavia, variabile nel tempo, sia per evoluzioni naturali del fondo nel medio-lungo termine, sia per mutamenti di periodo più breve, in genere limitato alla durata di un unico evento di piena. Al fine di proteggere le pile, immerse nell'alveo o lambite dalle portate di piena, è prevista una protezione con scogliera di massi naturali aventi dimensioni variabili in funzione dell'entità della tensione di trascinamento esercitata dalla corrente su di essi garantendo quindi che il materiale non venga asportato durante l'evento di piena.

L'analisi dei fenomeni di scalzamento delle opere di fondazione è stata eseguita per i seguenti Viadotti: Frari, Desedan, Maè, Malcom e Fason. Per tali attraversamenti è stata considerata la portata duecentennale e tramite modellazione bidimensionale è stato possibile ricavare velocità e tiranti in corrispondenza di ciascuna pila presente in alveo o nelle zone golenali lambite dalla piena duecentennale.

Per poter valutare lo scalzamento massimo atteso si sono considerati i seguenti aspetti:

1. velocità della corrente di piena in corrispondenza di ciascuna pila;
2. tirante idraulico di piena in corrispondenza di ciascuna pila. Si sono fatte delle valutazioni;
3. granulometria  $d_{50}$  del materiale trasportato in alveo.

Qui di seguito si riporta una tabella riepilogativa dei dati riferiti a ciascuna pila lambita dalla piena duecentennale.

Tabella 2-9 Caratteristiche corrente idrica

		PK	Velocità massima	Y <sub>0</sub> max
		[-]	[m/s]	[m]
Viadoto Dei Frari	PI01	0+481	0.05	1.4
	PI02	0+541	0.06	1.19
	PI03	0+601	0.01	1.07
	PI06	0+781	-	-
	PI07	0+841	0.7	0.36
Viadotto Desedan	PI01	3+111	0.75	2.5
	PI02	3+171	0.61	1.22
	PI03	3+231	0.50	0.92
	PI04	3+291	0.62	0.75
	PI05	3+351	0.60	0.63
	PI06	3+411	0.62	0.60
	PI07	3+471	0.62	0.57
	PI08	3+531	0.61	0.62
	PI09	3+591	0.57	0.63
	PI10	3+651	0.17	0.10
	PI11	3+711	0.28	0.15
	PI12	3+771	0.02	0.01
	PI13	3+831	0.10	0.05

VE407

**Relazione Idraulica**

		PK	Velocità massima	Y <sub>0</sub> max
		[-]	[m/s]	[m]
	PI14	3+891	0.56	0.05
	PI15	3+951	0.64	0.02
	PI16	4+011	0.23	0.10
	PI17	4+071	0.20	0.10
	PI18	4+131	0.25	0.05
	PI19	4+191	0.15	0.03
	PI20	4+251	0.32	2.1
Viadotto Maè	PI02	6+586	0.10	0.05
	PI03	6+691	0.71	0.44
	PI04	6+796	2.43	1.87
	PI05	6+876	2.00	1.00
Viadotto Malcolm	PI01	8+832	0.01	0.1
	PI02	8+877	0.02	0.11
Viadotto Fason	PI01	10+917	1.16	3.05

Per quanto riguarda la granulometria si riporta la tabella seguente:

*Tabella 2-10 Caratteristiche materiali di trasporto*

$\rho_s$	$d_{30}$	$d_{50}$	$d_{85}$	$n_v$
(kg/m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(m)	(%)
2650	0,005	0,05	0,07	50

Per ciascun viadotto è stata fatta una stima della velocità critica di trasporto associata al diametro caratteristico del materiale presente in alveo mediante la formula di Da Deppo, Datei Salandin.

$$v_{cr} = 8\sqrt{d_{50}}$$

La velocità critica è risultata essere pari a 1.79 m/s.

Quindi, per tutte le pile in cui, dalla modellazione, è emersa una velocità della corrente idrica di molto inferiore a 1.79 m/s è stato previsto una protezione cautelativa mediante un rimbancamento di difesa del plinto con pietrame di pezzatura maggiore di 10 cm tale da ripristinare lo strato compreso tra la sommità del plinto e il piano campagna naturale.

Per le pile lambite da una corrente idrica avente velocità prossima o superiore alla velocità critica sono state fatte delle ulteriori valutazioni che hanno portato ad una stima del fenomeno di scalzamento.

In particolare l'attenzione si è concentrata sullo studio del viadotto Maè e del viadotto Fason per gli elevati valori di velocità e tiranti.

Per stimare gli scalzamenti si sono adoperate delle formulazioni empiriche.

Nello specifico sono state adoperate le seguenti formule:

- Yaroslavtiev;
- Holmes;
- Breusers;
- Da Deppo

A partire dai risultati ottenuti con queste metodologie si è valutato lo scalzamento massimo atteso del fondo alveo in corrispondenza delle pile di sostegno degli impalcati in occasioni dell'evento di piena duecentennale.

Queste sono formule empiriche validate da innumerevoli dati raccolti sul campo.

La formula di Yaroslavtiev

$$S = K_v K_f (e + K_f) \frac{v_0^2}{g} - 30 D_{85}$$

Nella quale

$S$  = profondità di scalzamento a partire dal fondo alveo medio locale;

$K_v$  = funzione del rapporto tra il termine cinetico della corrente e la larghezza efficace della pila;

$K_h$  = funzione del rapporto tra l'altezza media della corrente e la larghezza efficace della pila;

$K_f$  = funzione del rapporto di forma della pila (lunghezza fratto larghezza) e dell'angolo di attacco della corrente;

$V_0$  = velocità della corrente di piena;

$e$  = parametro che assume valore 1,0 per pile in alveo e 0,6 per pile in golena;

$D_{85}$  = dimensione caratteristica del materiale di fondo

La formula di Holmes

$$H_s = H_{sl} + d_{s0}$$

In cui:

$H_s$  = profondità di scalzamento valutata dalla quota di pelo libero della piena di riferimento;

$H_{sl}$  = profondità dello scalzamento medio del fondo in corrispondenza della pila dovuto all'erosione generalizzata del fondo;

$d_{s0}$  = profondità dell'erosione localizzata ai piedi della pila a partire dalla quota prodotta da  $H_{sl}$ .

La formula di Breusers

$$d_s = 2b \tanh \frac{Y_0}{b} f_1 f_2 f_3 f_4$$

Nella quale

$d_s$  = profondità di scalzamento a partire dal fondo alveo medio locale;

$Y_0$  = profondità media della corrente indisturbate;

$b$  = larghezza delle pile;

$f_1$  = parametro che tiene conto della capacità erosiva della corrente in rapporto alla velocità critica di trasporto;

$f_2$  = parametro che tiene conto della pila;

$f_3$  = parametro di forma della pila.

$f_4$  = parametro che tiene conto dell' "effetto gruppo" ovvero della vicinanza tra le pile.

Ed infine la formula di Da Deppo, Datei e Saladin:

$$\frac{d_s}{s} = f_1 \left( \frac{v_0}{v_{cr}} \right) \left[ 2 \tanh \frac{y_0}{s} \right] f_2 (forma) f_3 \left( \alpha, \frac{l}{s} \right)$$

$d_s$  = profondità di scalzamento a partire dal fondo alveo indisturbato;

$v_0$  = velocità media della corrente indisturbate;

$v_{cr}$  = velocità critica di trascinamento del materiale;

$d$  = dimensione del materiale;

$s$  = larghezza delle pile;

$\alpha$  = angolo che la corrente forma con la pila

$f_1$  = parametro che tiene conto della capacità erosiva della corrente in rapporto alla velocità critica di trasporto;

$f_2$  = parametro che tiene conto della forma pila;

$f_3$  = parametro di forma della posizione della pila.

Tabella 2-11 Tabella riepilogativa dei calcoli delle profondità di scalzamento delle pile in alveo

				YAROSLAVTZIEV	HOLMES	BREUSERS	DA DEPPO	Profondità di Progetto			
	PK	Velocità massima	Y <sub>0</sub> max	S	S <sub>holmes</sub>	d <sub>s</sub>	S				
				[-]	[m/s]	[m]	[m]		[m]	[m]	[m]
Viadotto Maè	PI04	6+796	2.37	1.8	5.44	1.34	7.82	3.21	7.82		
	PI05	6+876	2	1	3.48	1.09	1.95	1.95	3.48		
Viadotto	PI01	10+917	1.16	3.05	0.166	0.49	4.91	1.46	4.91		

L'intervento di protezione previsto per tali pile consiste nel posizionamento di una scogliera costituita da massi di categoria II come riportati negli elaborati del capitolo opere di difesa spondale.

### **2.6.5 Dimensionamento delle difese spondali**

Per quanto riguarda le difese spondali del rilevato stradale per le piene con Tr 200 e, più precisamente, per i tratti compresi tra la pk 0+880 alla pk 5+100 è stato necessario procedere al tracciamento del profilo idrico della corrente in un conveniente tratto di corso d'acqua includente la zona d'intervento, al fine di definire l'altezza strutturale dell'opera di difesa.

Dal valore dei tiranti idrici della corrente individuati attraverso il modello bidimensionale, per un tempo di ritorno pari a 200 anni e 300 anni, si è potuto desumere l'altezza dell'opera mediante l'applicazione di un adeguato franco di sicurezza al di sopra dell'allineamento dei tiranti, commisurato all'importanza strategica dell'opera in progetto.

La profondità d'imposta delle difese del rilevato è intimamente correlata ai fenomeni erosivi che si instaurano lungo il corso d'acqua ad alveo mobile, siano essi erosioni generalizzate del fondo, o macro-forme di fondo tipiche degli alvei alluvionali caratterizzati dalla presenza di trasporto solido.

Pertanto, al fine di scongiurare il collasso delle opere, il piano d'imposta della difesa spondale è stato posizionato a profondità maggiore rispetto alla massima profondità di escavazione generata dalla dinamica d'alveo.

I fenomeni di erosione localizzata interessano il fondo degli alvei del Torrente Maè e del torrente Desedan e coinvolgono solo parzialmente le spalle dei ponti in progetto, come precedentemente evidenziato.

L'erosione generalizzata di un tronco d'alveo è un fenomeno dipendente dalla capacità di trasporto dello stesso. Quest'ultimo parametro esprime la massima quantità di sedimenti che la corrente riesce a trasportare, e dipende dalla portata liquida e dalla morfologia dell'alveo. Questa condizione richiede che sia disponibile una quantità di materiale in grado di saturare tale capacità.

In caso contrario la corrente trasporta tutto ciò che trova, e la portata solida effettiva non coincide con la capacità di trasporto; in altre parole la corrente

potrebbe trasportare una maggiore quantità di materiale, e il corso d'acqua tenderebbe a "compensare" il deficit mettendo in gioco il proprio patrimonio sedimentologico.

Sono state previste due distinte tipologie di protezione del piede del rilevato stradale.

Una prima soluzione prevede la realizzazione di una scogliera con massi ciclopici di seconda categoria, per uno spessore minimo di 1.2 m, disposti come in Figura 2.6-1.

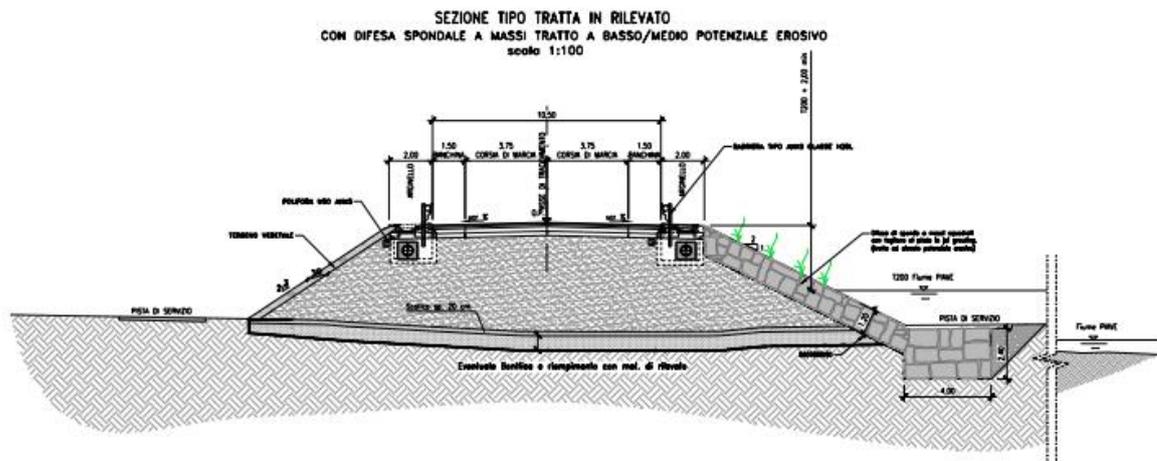


Figura 2.6-1 Sezione con protezione di sponda e piede con massi ciclopici.

Al piede della scogliera si prevede un dente di larghezza pari a 4.0 m e profondità 2.4 m, realizzato con massi ciclopici di adeguata dimensione (II categoria, 0.9 m<sup>3</sup>).

Gli elementi lapidei, provenienti da cave poco distanti, dovranno avere assenza di piani di sfaldamento o altre discontinuità ed essere contraddistinti da colore e caratteristiche simili a quelle degli affioramenti presenti in zona.

La seconda tipologia d'intervento prevede l'esecuzione di colonne di jet grouting al piede della scogliera (vedi Figura 2.6-2). Le colonne avranno diametro pari a 1.4 m e profondità pari a 10 m e saranno poste ad interasse di 1.2 m.

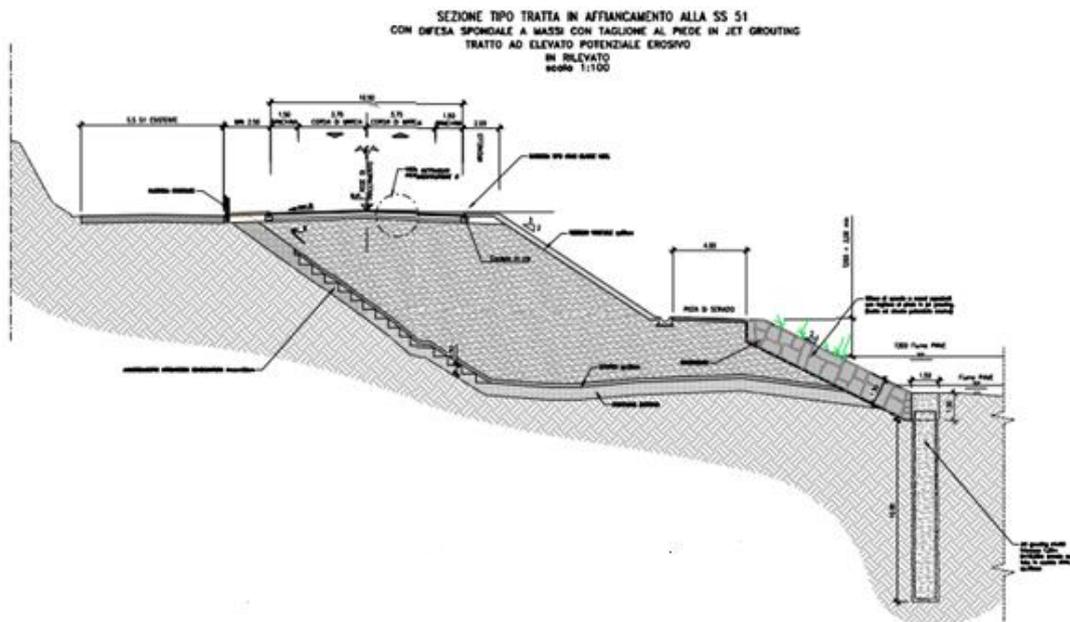


Figura 2.6-2 Sezioni protezione di sponda con massi ciclopici e piede con jet grouting

La dimensione dei massi è stata valutata a partire da formulazioni derivanti da risultati sperimentali secondo la teoria di Shields del moto incipiente, tali da garantire un valore del coefficiente di sicurezza  $F_s$  maggiore o uguale a 1.3, come di seguito illustrato.

In una prima fase si sono definite le caratteristiche idrauliche del moto in corrispondenza dell'opera. Mediante il modello realizzato si sono individuati, per la portata di progetto, la velocità della corrente e il tirante  $h$  associato. Con tali

valori è stato possibile derivare lo sforzo di trascinamento nella zona critica della sponda, a partire dallo sforzo al fondo.

Successivamente, fissato il diametro dei massi  $D$  di primo tentativo, si è determinata la velocità di attrito dell'elemento  $u^*$  attraverso la seguente espressione:

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_w}}$$

ed il corrispondente numero di Reynolds  $Re^*$ :

$$Re^* = \frac{u^* D}{\nu_w}$$

dove  $\gamma_w$ ,  $\rho_w$ ,  $\nu_w$  rappresentano, rispettivamente, peso specifico, densità e viscosità cinematica dell'acqua.

Sulla base del valore di  $Re$ , utilizzando l'abaco di Shields, si deriva il valore base dell'angolo di mobilità critico  $\theta_c$ .

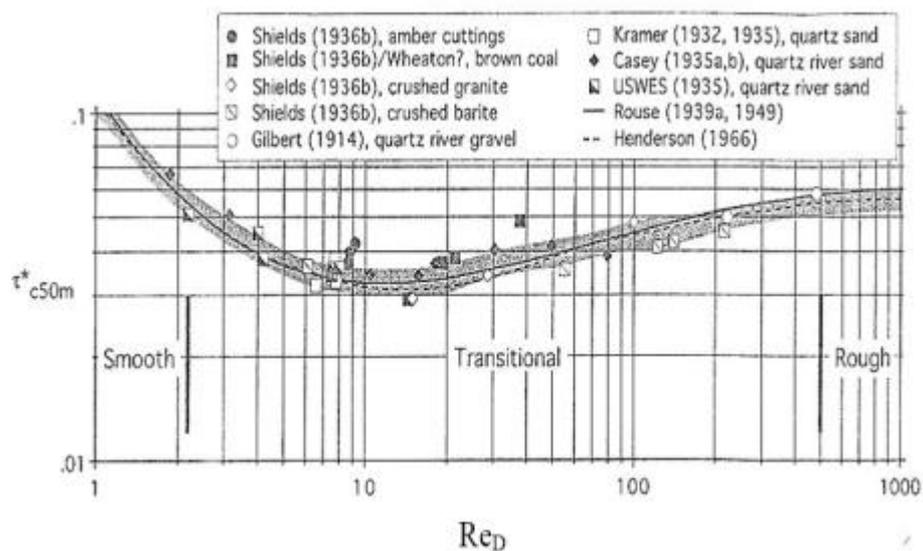


Figura 2.6-3 Abaco di Shields.

Tale parametro insieme a  $\varphi$  (angolo d'attrito del materiale) e  $\alpha$  (inclinazione del fondo alveo sull'orizzontale) definisce il coefficiente di sicurezza  $F_s$  corrispondente ad un determinato minimo diametro del masso stabile.

Nella Tabella 2-12 Determinazione del coefficiente di sicurezza al trascinamento per massi di II categoria sono illustrati i risultati delle verifiche condotte secondo i criteri sopra illustrati e con riferimento alla protezione con massi ciclopici di II categoria e diametro minimo pari a 0.5 m.

Come si evince dalla lettura della tabella con tale soluzione progettuale si ottengono coefficienti di sicurezza  $F_s$  variabili da 0.89 a 2.58.

Nei casi in cui il coefficiente di sicurezza  $F_s$  è risultato maggiore del valore limite da letteratura, pari a 1.3, si è adottata la prima tipologia di protezione spondale.

Il calcolo eseguito, con i parametri relativi al tratto compreso tra le progressive pk 1+380 e pk 1+740 mostra un valore del coefficiente di sicurezza variabile tra 0.89 e 1.28, e pertanto minore del valore minimo da letteratura. In questo caso si rende necessario affiancare alla protezione spondale un intervento con colonne di jet grouting a partire dal piede della protezione.

Conseguentemente, per i casi in cui il valore di  $F_s$  è risultato inferiore al valore limite da letteratura (1.3), tra le progressive pk 1+380 e pk 1+740, si è optato per una protezione del piede con jet grouting della profondità di m 10, diametro m 1.4 con interasse pari a m 1.2.

Inoltre, in considerazione della morfologia dei luoghi, l'intervento con jet grouting viene esteso cautelativamente al tratto limitrofo, in corrispondenza di un'ansa fluviale. Pertanto, in definitiva, l'intervento interessa il tratto compreso tra la pk 1+260 e la pk 2+500.

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.		 <b>Anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<b>Relazione Idraulica</b>	

Tabella 2-12 Determinazione del coefficiente di sicurezza al trascinamento per massi di II categoria

Pk inizio	Pk fine	Velocità dalla modellazione	Tiranti idrici medi	$\theta$	$\phi$	$\beta$	$\lambda$	$\tau_{cr\_fondo}$	$\tau_{cr\_sponda}$	$\sigma$	$\sigma'$	$\alpha$	$F_s$
[-]	[-]	[m/s]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/m]	[-]
0+880	0+900	0.28	0.86	0.590	1.047	0.018	0.015	67.989	52.099	0.003	0.002	0.015	2.573
0+900	0+920	0.32	1.18	0.590	1.047	0.020	0.015	64.626	32.932	0.004	0.002	0.015	2.569
0+920	0+940	0.64	1.55	0.590	1.047	0.039	0.015	62.124	31.657	0.017	0.009	0.015	2.519
0+940	0+960	0.76	1.33	0.590	1.047	0.050	0.015	63.486	32.351	0.024	0.013	0.015	2.492
0+960	0+980	0.83	1.29	0.590	1.047	0.057	0.015	63.771	32.496	0.028	0.015	0.015	2.474
0+980	1+000	0.93	1.28	0.590	1.047	0.068	0.015	63.844	32.533	0.035	0.019	0.015	2.446
1+000	1+020	0.87	1.32	0.590	1.047	0.061	0.015	63.556	32.387	0.031	0.017	0.015	2.463
1+020	1+040	0.98	1.31	0.590	1.047	0.074	0.015	63.627	32.423	0.039	0.021	0.015	2.431
1+040	1+060	0.99	1.43	0.590	1.047	0.076	0.015	62.828	32.016	0.040	0.022	0.015	2.428
1+060	1+080	1.05	1.54	0.590	1.047	0.083	0.015	62.180	31.685	0.045	0.025	0.015	2.409
1+080	1+100	1.1	1.61	0.590	1.047	0.090	0.015	61.802	31.493	0.049	0.027	0.015	2.392
1+100	1+120	1.23	1.81	0.590	1.047	0.109	0.015	60.846	31.006	0.062	0.035	0.015	2.347
1+120	1+140	1.26	2.01	0.590	1.047	0.114	0.015	60.037	30.594	0.065	0.037	0.015	2.335
1+140	1+160	1.31	2.16	0.590	1.047	0.122	0.015	59.506	30.323	0.070	0.040	0.015	2.316
1+160	1+180	1.41	2.38	0.590	1.047	0.139	0.015	58.819	29.973	0.081	0.047	0.015	2.276
1+180	1+200	1.49	2.65	0.590	1.047	0.153	0.015	58.096	29.605	0.091	0.053	0.015	2.243

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

**Relazione Idraulica**

Pk inizio	Pk fine	Velocità dalla modellazione	Tiranti idrici medi	$\theta$	$\phi$	$\beta$	$\lambda$	$\tau_{cr\_fondo}$	$\tau_{cr\_sponda}$	$\sigma$	$\sigma'$	$\alpha$	$F_s$
[-]	[-]	[m/s]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/m]	[-]
1+200	1+220	1.55	2.93	0.590	1.047	0.164	0.015	57.455	29.278	0.098	0.058	0.015	2.217
1+220	1+240	1.64	3.19	0.590	1.047	0.182	0.015	56.936	29.014	0.110	0.066	0.015	2.177
1+240	1+260	1.72	3.52	0.590	1.047	0.198	0.015	56.363	28.722	0.121	0.073	0.015	2.141
1+260	1+280	1.85	3.85	0.590	1.047	0.227	0.015	55.865	28.468	0.140	0.086	0.015	2.079
1+280	1+300	2.13	4.3	0.590	1.047	0.293	0.015	55.281	28.170	0.185	0.121	0.015	1.941
1+300	1+320	2.57	4.93	0.590	1.047	0.408	0.015	54.602	27.824	0.269	0.190	0.015	1.714
1+320	1+340	2.86	4.08	0.590	1.047	0.489	0.015	55.555	28.309	0.334	0.247	0.015	1.565
1+340	1+360	3.08	3.15	0.590	1.047	0.552	0.015	57.012	29.052	0.387	0.297	0.015	1.455
1+360	1+380	3.34	3.1	0.590	1.047	0.625	0.015	57.109	29.101	0.455	0.363	0.015	1.332
1+380	1+400	3.55	3.34	0.590	1.047	0.683	0.015	56.665	28.875	0.514	0.422	0.015	1.238
1+400	1+420	3.74	3.54	0.590	1.047	0.733	0.015	56.331	28.705	0.570	0.479	0.015	1.157
1+420	1+440	3.86	3.85	0.590	1.047	0.764	0.015	55.865	28.468	0.608	0.517	0.015	1.109
1+440	1+460	4	4.2	0.590	1.047	0.799	0.015	55.403	28.232	0.652	0.563	0.015	1.055
1+460	1+480	4.12	4.5	0.590	1.047	0.829	0.015	55.050	28.052	0.692	0.605	0.015	1.011
1+480	1+500	4.26	4.78	0.590	1.047	0.861	0.015	54.751	27.900	0.740	0.654	0.015	0.962
1+500	1+520	4.35	5.14	0.590	1.047	0.882	0.015	54.404	27.723	0.772	0.687	0.015	0.932
1+520	1+540	4.41	5.47	0.590	1.047	0.895	0.015	54.115	27.576	0.793	0.710	0.015	0.913
1+540	1+560	4.44	5.72	0.590	1.047	0.901	0.015	53.914	27.473	0.804	0.721	0.015	0.903
1+560	1+580	4.47	5.92	0.590	1.047	0.908	0.015	53.762	27.396	0.815	0.732	0.015	0.894

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

**Relazione Idraulica**

Pk inizio	Pk fine	Velocità dalla modellazione	Tiranti idrici medi	$\theta$	$\phi$	$\beta$	$\lambda$	$\tau_{cr\_fondo}$	$\tau_{cr\_sponda}$	$\sigma$	$\sigma'$	$\alpha$	$F_s$
[-]	[-]	[m/s]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/m]	[-]
1+580	1+600	4.4	6.23	0.590	1.047	0.893	0.015	53.541	27.284	0.789	0.706	0.015	0.916
1+600	1+620	4.34	6.4	0.590	1.047	0.879	0.015	53.427	27.225	0.768	0.683	0.015	0.935
1+620	1+640	4.2	6.51	0.590	1.047	0.847	0.015	53.356	27.189	0.719	0.633	0.015	0.983
1+640	1+660	4.1	6.47	0.590	1.047	0.824	0.015	53.381	27.202	0.685	0.598	0.015	1.018
1+660	1+680	3.93	6.52	0.590	1.047	0.782	0.015	53.349	27.186	0.630	0.540	0.015	1.082
1+680	1+700	3.73	6.46	0.590	1.047	0.731	0.015	53.388	27.205	0.567	0.476	0.015	1.161
1+700	1+720	3.58	6.4	0.590	1.047	0.691	0.015	53.427	27.225	0.523	0.431	0.015	1.225
1+720	1+740	3.44	6.28	0.590	1.047	0.652	0.015	53.507	27.266	0.483	0.391	0.015	1.286
1+740	1+760	3.26	6.16	0.590	1.047	0.602	0.015	53.590	27.308	0.433	0.342	0.015	1.369
1+760	1+780	3.12	6.04	0.590	1.047	0.563	0.015	53.675	27.351	0.397	0.307	0.015	1.436
1+780	1+800	2.95	6	0.590	1.047	0.515	0.015	53.704	27.366	0.355	0.267	0.015	1.520
1+800	1+820	2.78	5.93	0.590	1.047	0.467	0.015	53.755	27.392	0.315	0.231	0.015	1.606
1+820	1+840	2.62	5.8	0.590	1.047	0.422	0.015	53.852	27.442	0.280	0.199	0.015	1.688
1+840	1+860	2.46	5.69	0.590	1.047	0.378	0.015	53.938	27.485	0.247	0.171	0.015	1.771
1+860	1+880	2.3	5.66	0.590	1.047	0.336	0.015	53.961	27.497	0.216	0.145	0.015	1.853
1+880	1+900	2.02	5.34	0.590	1.047	0.266	0.015	54.226	27.632	0.166	0.106	0.015	1.996
1+900	1+920	1.81	5	0.590	1.047	0.218	0.015	54.534	27.790	0.134	0.082	0.015	2.098
1+920	1+940	1.76	4.81	0.590	1.047	0.207	0.015	54.721	27.885	0.126	0.077	0.015	2.122
1+940	1+960	1.52	4.58	0.590	1.047	0.159	0.015	54.962	28.007	0.094	0.055	0.015	2.230

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

**Relazione Idraulica**

Pk inizio	Pk fine	Velocità dalla modellazione	Tiranti idrici medi	$\theta$	$\phi$	$\beta$	$\lambda$	$\tau_{cr\_fondo}$	$\tau_{cr\_sponda}$	$\sigma$	$\sigma'$	$\alpha$	$F_s$
[-]	[-]	[m/s]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/m]	[-]
1+960	1+980	1.35	4.11	0.590	1.047	0.128	0.015	55.516	28.290	0.074	0.042	0.015	2.301
1+980	2+000	1.11	4.14	0.590	1.047	0.091	0.015	55.478	28.270	0.050	0.028	0.015	2.389
2+000	2+020	1.02	3.96	0.590	1.047	0.079	0.015	55.713	28.390	0.042	0.023	0.015	2.419
2+020	2+040	1.73	3.81	0.590	1.047	0.201	0.015	55.922	28.497	0.122	0.074	0.015	2.136
2+040	2+060	1.84	0.91	0.590	1.047	0.224	0.015	67.349	34.319	0.138	0.085	0.015	2.084
2+060	2+080	1.37	1.47	0.590	1.047	0.132	0.015	62.584	31.891	0.077	0.044	0.015	2.293
2+080	2+100	1.17	2.09	0.590	1.047	0.100	0.015	59.747	30.446	0.056	0.031	0.015	2.368
2+100	2+120	1.06	2.31	0.590	1.047	0.085	0.015	59.027	30.079	0.046	0.025	0.015	2.406
2+120	2+140	0.98	2.33	0.590	1.047	0.074	0.015	58.967	30.048	0.039	0.021	0.015	2.431
2+140	2+160	0.9	2.29	0.590	1.047	0.065	0.015	59.088	30.110	0.033	0.018	0.015	2.455
2+160	2+180	0.8	2.22	0.590	1.047	0.054	0.015	59.309	30.222	0.026	0.014	0.015	2.482
2+180	2+200	0.74	1.99	0.590	1.047	0.048	0.015	60.113	30.632	0.022	0.012	0.015	2.496
2+200	2+220	0.88	2.11	0.590	1.047	0.063	0.015	59.677	30.410	0.032	0.017	0.015	2.460
2+220	2+240	0.92	1.99	0.590	1.047	0.067	0.015	60.113	30.632	0.035	0.019	0.015	2.449
2+240	2+260	0.93	1.92	0.590	1.047	0.068	0.015	60.386	30.771	0.035	0.019	0.015	2.446
2+260	2+280	0.94	1.8	0.590	1.047	0.069	0.015	60.890	31.028	0.036	0.020	0.015	2.443
2+280	2+300	0.94	1.26	0.590	1.047	0.069	0.015	63.993	32.609	0.036	0.020	0.015	2.443
2+300	2+320	0.95	1.21	0.590	1.047	0.071	0.015	64.381	32.807	0.037	0.020	0.015	2.440
2+320	2+340	0.96	1.21	0.590	1.047	0.072	0.015	64.381	32.807	0.038	0.020	0.015	2.437

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

**Relazione Idraulica**

Pk inizio	Pk fine	Velocità dalla modellazione	Tiranti idrici medi	$\theta$	$\phi$	$\beta$	$\lambda$	$\tau_{cr\_fondo}$	$\tau_{cr\_sponda}$	$\sigma$	$\sigma'$	$\alpha$	$F_s$
[-]	[-]	[m/s]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/m]	[-]
2+340	2+360	0.97	1.23	0.590	1.047	0.073	0.015	64.223	32.727	0.038	0.021	0.015	2.434
2+360	2+380	0.97	1.28	0.590	1.047	0.073	0.015	63.844	32.533	0.038	0.021	0.015	2.434
2+380	2+400	0.97	1.31	0.590	1.047	0.073	0.015	63.627	32.423	0.038	0.021	0.015	2.434
2+400	2+420	0.95	1.3	0.590	1.047	0.071	0.015	63.698	32.459	0.037	0.020	0.015	2.440
2+420	2+440	0.97	1.27	0.590	1.047	0.073	0.015	63.918	32.571	0.038	0.021	0.015	2.434
2+440	2+460	1	1.23	0.590	1.047	0.077	0.015	64.223	32.727	0.041	0.022	0.015	2.425
2+460	2+480	0.93	1.37	0.590	1.047	0.068	0.015	63.214	32.213	0.035	0.019	0.015	2.446
2+480	2+500	1.01	1.35	0.590	1.047	0.078	0.015	63.349	32.281	0.042	0.023	0.015	2.422
2+500	2+520	1.02	1.43	0.590	1.047	0.079	0.015	62.828	32.016	0.042	0.023	0.015	2.419
2+520	2+540	1.01	1.4	0.590	1.047	0.078	0.015	63.018	32.113	0.042	0.023	0.015	2.422
2+540	2+560	1.02	1.43	0.590	1.047	0.079	0.015	62.828	32.016	0.042	0.023	0.015	2.419
2+560	2+580	1.01	1.46	0.590	1.047	0.078	0.015	62.644	31.922	0.042	0.023	0.015	2.422
2+580	2+600	1.08	1.5	0.590	1.047	0.087	0.015	62.407	31.801	0.048	0.026	0.015	2.399
2+600	2+620	1.17	1.51	0.590	1.047	0.100	0.015	62.349	31.772	0.056	0.031	0.015	2.368
2+620	2+640	1.15	1.53	0.590	1.047	0.097	0.015	62.236	31.714	0.054	0.030	0.015	2.375
2+640	2+660	1.05	1.57	0.590	1.047	0.083	0.015	62.015	31.601	0.045	0.025	0.015	2.409
2+660	2+680	1.05	1.59	0.590	1.047	0.083	0.015	61.907	31.547	0.045	0.025	0.015	2.409
2+680	2+700	0.97	1.58	0.590	1.047	0.073	0.015	61.961	31.574	0.038	0.021	0.015	2.434
2+700	2+720	1.04	1.58	0.590	1.047	0.082	0.015	61.961	31.574	0.044	0.024	0.015	2.412

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

**Relazione Idraulica**

Pk inizio	Pk fine	Velocità dalla modellazione	Tiranti idrici medi	$\theta$	$\phi$	$\beta$	$\lambda$	$\tau_{cr\_fondo}$	$\tau_{cr\_sponda}$	$\sigma$	$\sigma'$	$\alpha$	$F_s$
[-]	[-]	[m/s]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/m]	[-]
2+720	2+740	1.04	1.56	0.590	1.047	0.082	0.015	62.069	31.629	0.044	0.024	0.015	2.412
2+740	2+760	1	1.54	0.590	1.047	0.077	0.015	62.180	31.685	0.041	0.022	0.015	2.425
2+760	2+780	0.9	1.47	0.590	1.047	0.065	0.015	62.584	31.891	0.033	0.018	0.015	2.455
2+780	2+800	0.92	1.37	0.590	1.047	0.067	0.015	63.214	32.213	0.035	0.019	0.015	2.449
2+800	2+820	0.83	1.34	0.590	1.047	0.057	0.015	63.417	32.316	0.028	0.015	0.015	2.474
2+820	2+840	0.8	1.19	0.590	1.047	0.054	0.015	64.543	32.890	0.026	0.014	0.015	2.482
2+840	2+860	0.85	1.27	0.590	1.047	0.059	0.015	63.918	32.571	0.029	0.016	0.015	2.468
2+860	2+880	0.72	1.37	0.590	1.047	0.046	0.015	63.214	32.213	0.021	0.011	0.015	2.501
2+880	2+900	0.8	1.32	0.590	1.047	0.054	0.015	63.556	32.387	0.026	0.014	0.015	2.482
2+900	2+920	0.78	1.3	0.590	1.047	0.052	0.015	63.698	32.459	0.025	0.013	0.015	2.487
2+920	2+940	0.54	1.09	0.590	1.047	0.032	0.015	65.420	33.337	0.012	0.006	0.015	2.538
2+940	2+960	0.62	1.25	0.590	1.047	0.038	0.015	64.069	32.648	0.016	0.008	0.015	2.523
2+960	2+980	0.48	1.12	0.590	1.047	0.028	0.015	65.145	33.196	0.009	0.005	0.015	2.548
2+980	3+000	0.23	0.74	0.590	1.047	0.017	0.015	69.783	35.560	0.002	0.001	0.015	2.577
3+000	3+020	0.01	0.37	0.590	1.047	0.013	0.015	80.049	40.791	0.000	0.000	0.015	2.586
3+020	3+040	0.01	0.3	0.590	1.047	0.013	0.015	83.923	42.766	0.000	0.000	0.015	2.586
3+040	3+060	0.05	0.2	0.590	1.047	0.014	0.015	92.671	47.223	0.000	0.000	0.015	2.586
										0.000			
4+320	4+340	0	0.81	0.590	1.047	0.013	0.015	68.688	35.002	0.000	0.000	0.015	2.586

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

**Relazione Idraulica**

Pk inizio	Pk fine	Velocità dalla modellazione	Tiranti idrici medi	$\theta$	$\phi$	$\beta$	$\lambda$	$\tau_{cr\_fondo}$	$\tau_{cr\_sponda}$	$\sigma$	$\sigma'$	$\alpha$	$F_s$
[-]	[-]	[m/s]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/m]	[-]
4+340	4+360	0.06	0.9	0.590	1.047	0.014	0.015	67.472	34.383	0.000	0.000	0.015	2.585
4+360	4+380	0.35	0.38	0.590	1.047	0.021	0.015	79.584	40.555	0.005	0.003	0.015	2.566
4+380	4+400	0.19	0.43	0.590	1.047	0.016	0.015	77.512	39.498	0.001	0.001	0.015	2.580
4+400	4+420	0.44	0.22	0.590	1.047	0.026	0.015	90.453	46.093	0.008	0.004	0.015	2.554
4+420	4+440	0.43	0.23	0.590	1.047	0.025	0.015	89.454	45.584	0.008	0.004	0.015	2.555
4+440	4+460	0.42	0.24	0.590	1.047	0.025	0.015	88.518	45.107	0.007	0.004	0.015	2.557
4+460	4+480	0.41	0.26	0.590	1.047	0.024	0.015	86.811	44.237	0.007	0.004	0.015	2.558
4+480	4+500	0.4	0.27	0.590	1.047	0.024	0.015	86.029	43.839	0.007	0.003	0.015	2.559
4+500	4+520	0.39	0.28	0.590	1.047	0.023	0.015	85.290	43.462	0.006	0.003	0.015	2.561
4+520	4+540	0.38	0.3	0.590	1.047	0.023	0.015	83.923	42.766	0.006	0.003	0.015	2.562
4+540	4+560	0.38	0.31	0.590	1.047	0.023	0.015	83.291	42.443	0.006	0.003	0.015	2.562
4+560	4+580	0.38	0.33	0.590	1.047	0.023	0.015	82.112	41.843	0.006	0.003	0.015	2.562
4+580	4+600	0.38	0.34	0.590	1.047	0.023	0.015	81.562	41.562	0.006	0.003	0.015	2.562
4+600	4+620	0.35	0.35	0.590	1.047	0.021	0.015	81.036	41.294	0.005	0.003	0.015	2.566
4+620	4+640	0.34	0.37	0.590	1.047	0.021	0.015	80.049	40.791	0.005	0.002	0.015	2.567
4+640	4+660	0.33	0.38	0.590	1.047	0.020	0.015	79.584	40.555	0.004	0.002	0.015	2.568
4+660	4+680	0.32	0.39	0.590	1.047	0.020	0.015	79.138	40.327	0.004	0.002	0.015	2.569
4+680	4+700	0.31	0.41	0.590	1.047	0.020	0.015	78.295	39.898	0.004	0.002	0.015	2.570
4+700	4+720	0.3	0.42	0.590	1.047	0.019	0.015	77.896	39.694	0.004	0.002	0.015	2.571

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

**Relazione Idraulica**

Pk inizio	Pk fine	Velocità dalla modellazione	Tiranti idrici medi	$\theta$	$\phi$	$\beta$	$\lambda$	$\tau_{cr\_fondo}$	$\tau_{cr\_sponda}$	$\sigma$	$\sigma'$	$\alpha$	$F_s$
[-]	[-]	[m/s]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/m]	[-]
4+720	4+740	0.3	0.44	0.590	1.047	0.019	0.015	77.140	39.309	0.004	0.002	0.015	2.571
4+740	4+760	0.3	0.45	0.590	1.047	0.019	0.015	76.781	39.126	0.004	0.002	0.015	2.571
4+760	4+780	0.29	0.46	0.590	1.047	0.019	0.015	76.434	38.949	0.003	0.002	0.015	2.572
4+780	4+800	0.27	0.48	0.590	1.047	0.018	0.015	75.772	38.612	0.003	0.002	0.015	2.574
4+800	4+820	0.26	0.49	0.590	1.047	0.018	0.015	75.456	38.451	0.003	0.001	0.015	2.575
4+820	4+840	0.25	0.5	0.590	1.047	0.017	0.015	75.150	38.295	0.003	0.001	0.015	2.576
4+840	4+860	0.24	0.52	0.590	1.047	0.017	0.015	74.565	37.997	0.002	0.001	0.015	2.576
4+860	4+880	0.23	0.53	0.590	1.047	0.017	0.015	74.284	37.854	0.002	0.001	0.015	2.577
4+880	4+900	0.22	0.54	0.590	1.047	0.017	0.015	74.012	37.715	0.002	0.001	0.015	2.578
4+900	4+920	0.21	0.56	0.590	1.047	0.016	0.015	73.489	37.448	0.002	0.001	0.015	2.579
4+920	4+940	0.06	0.25	0.590	1.047	0.014	0.015	87.639	44.659	0.000	0.000	0.015	2.585
4+940	4+960	0.63	1.25	0.590	1.047	0.039	0.015	64.069	32.648	0.016	0.009	0.015	2.521
4+960	4+980	1.24	3.07	0.590	1.047	0.111	0.015	57.168	29.131	0.063	0.035	0.015	2.343
4+980	5+000	1.24	3.41	0.590	1.047	0.111	0.015	56.545	28.814	0.063	0.035	0.015	2.343
5+000	5+020	1.22	3.01	0.590	1.047	0.107	0.015	57.288	29.193	0.061	0.034	0.015	2.350
5+020	5+040	1.35	3.02	0.590	1.047	0.128	0.015	57.268	29.182	0.074	0.042	0.015	2.301
5+040	5+060	1.63	3.56	0.590	1.047	0.180	0.015	56.299	28.689	0.108	0.065	0.015	2.182
5+060	5+080	1.81	4.55	0.590	1.047	0.218	0.015	54.995	28.024	0.134	0.082	0.015	2.098
5+080	5+100	1.67	5.72	0.590	1.047	0.188	0.015	53.914	27.473	0.114	0.068	0.015	2.164

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
<b>VE407</b>	<b>Relazione Idraulica</b>	

Pk inizio	Pk fine	Velocità dalla modellazione	Tiranti idrici medi	$\theta$	$\phi$	$\beta$	$\lambda$	$\tau_{cr\_fondo}$	$\tau_{cr\_sponda}$	$\sigma$	$\sigma'$	$\alpha$	$F_s$
[-]	[-]	[m/s]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]	[m/m]	[-]
5+100	5+120	2.93	3.5	0.590	1.047	0.509	0.015	56.396	28.738	0.350	0.263	0.015	1.530

### 3 SISTEMA DI DRENAGGIO

---

Il presente paragrafo riguarda le scelte tipologiche e progettuali, il dimensionamento e la verifica delle opere di sistemazione idraulica previste in progetto. Tali opere sono finalizzate:

- (i) alla captazione delle acque meteoriche intercettate dalla piattaforma stradale,
- (ii) alla regimazione del deflusso dell'acqua nel sistema di corsi d'acqua, fossi e impluvi superficiali minori interferenti con il tracciato stradale
- (iii) alla messa in sicurezza della viabilità di progetto rispetto alle piene dei corsi d'acqua interferenti il tracciato stradale oggetto dello studio.

Nella progettazione di tali opere si è cercato sempre di mantenere il principio d'invarianza idraulica.

L'inquadramento generale delle opere di sistemazione idraulica (tipologia, ubicazione, identificazione, geometria) è graficamente schematizzato nelle Planimetrie Idrauliche (VE407\_T00ID00IDRPP02/08\_C) mentre per i particolari delle singole opere si rimanda agli elaborati di dettaglio.

#### 3.1 Obiettivi e criteri della progettazione idraulica

Il progetto idraulico, che si basa sulla Relazione idrologica (VE407\_T00ID00IDRRE01\_B) prevede il dimensionamento di opere adeguate a:

- la messa in sicurezza del corpo stradale;
- il drenaggio e la raccolta delle acque di piattaforma;
- la limitazione delle alterazioni al naturale deflusso delle acque meteoriche.

Il dimensionamento e la verifica delle opere idrauliche sono stati sviluppati con riferimento ai seguenti tempi di ritorno ( $T_R$ ):

- Fossi di guardia a presidio del corpo stradale:  $T_R = 50$  anni;
- Fossi di guardia in testa alle trincee:  $T_R = 100$  anni;

- Tombini di attraversamento della piattaforma stradale:  $T_R = 200$  anni;
- Collettori di drenaggio della piattaforma stradale:  $T_R = 25$  anni;
- Interasse tra caditoie e canalette ad embrici:  $T_R = 25$  anni.

I criteri per la verifica idraulica dei manufatti e/o corsi d'acqua sono i seguenti:

- Fossi di guardia: verifica per confronto della portata di progetto con la portata massima smaltibile, in condizioni di moto uniforme completamente turbolento e considerando un grado di riempimento pari al 70% e la pendenza media;
- Tombini di attraversamento della piattaforma stradale: verifica in condizioni di moto uniforme, effettuata confrontando la portata di progetto con la portata massima smaltibile, calcolata considerando un franco superiore al 1/3 dell'altezza utile dell'opera con alcune eccezioni per i tombini di dimensioni minori; approfondimento di verifica effettuato tracciando il profilo idrico all'interno dei manufatti e verificando il rispetto di un franco idraulico superiore al 1/3 dell'altezza utile dell'opera;
- Sistemazioni fluviali su reticolo idrografico principale: franco idraulico minimo, su ponti e viadotti di progetto, pari al valore massimo calcolato come visto in precedenza;
- Collettori di linea per la raccolta delle acque meteoriche: dimensionamento dei collettori con il metodo italiano dell'invaso lineare in riferimento al valore dell'altezza di precipitazione  $h$  fornito dalla curva di possibilità pluviometrica della pioggia di breve durata ed elevata intensità per un tempo di ritorno di 25 anni. Si assume un grado di riempimento massimo accettato pari al 50% per diametri inferiori a 400 mm e pari al 70% per diametri superiori o uguali a 400 mm. La verifica dei diametri dei collettori sulla portata di progetto viene effettuata ipotizzando condizioni di moto uniforme.
- Caditoie / embrici: determinazione dell'interasse determinato imponendo che a fronte di uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno di 25 anni, la vena liquida sia contenuta in ogni caso entro 1 m di distanza dal ciglio banchina.

–

### 3.2 Classificazione e descrizione degli interventi

Le opere di sistemazione idraulica si dividono in due categorie:

1. Opere per il drenaggio delle acque di piattaforma: cordoli, cunette, embrici, caditoie, pozzetti, canalette, collettori, vasche di prima pioggia e manufatti di scarico al ricettore;
2. Opere per il drenaggio delle acque di versante: tombini, fossi di guardia, canalette, inalveazioni, manufatti di scarico al ricettore e pozzettoni sedimentatori.

#### 3.2.1 Opere per il drenaggio delle acque di piattaforma

In attuazione dell'art. 113, comma 3, del D.lgs. 152/06, il convogliamento, la separazione, la raccolta, il trattamento e lo scarico delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle superfici scolanti sono soggetti alla gestione qualitativa, qualora tali acque provengano da superfici su cui possono depositarsi sostanze inquinanti. Per questa ragione per gli scarichi del drenaggio di piattaforma è obbligatorio garantire il trattamento delle acque di prima pioggia ed il controllo dello sversamento accidentale.

In linea del tutto generale si può dire che il progetto prevede un "ciclo chiuso", ovvero che le acque meteoriche afferenti alla piattaforma stradale (sia di prima che di seconda pioggia) vengano convogliate, nella loro totalità e senza alcuna separazione, a mezzo di collettori circolari, ai manufatti di trattamento (vasche di prima pioggia). A valle di tali manufatti, funzionanti in continuo, si ha l'immissione nei recapiti finali (corpi idrici superficiali o sottosuolo).

Il tracciato di progetto prevede sezioni tipologiche correnti in rilevato, in trincea ed in viadotto, per le quali si prevede quanto segue.

Al piede dei tratti in rilevato, a raccolta delle acque di scarpata, si prevedono elementi disperdenti. Nel caso di sezioni in trincea (fatto salvo casi specifici in cui la morfologia del terreno declini allontanandosi dalla sede stradale) si prevedono,

a protezione della piattaforma stradale, fossi di guardia rivestiti al piede della trincea, che recapitano principalmente in aree disperdenti.

Entrando maggiormente nel dettaglio, il drenaggio della piattaforma stradale della linea principale è demandato, per l'intera estensione dell'intervento di progetto, ad un collettore disposto, al margine della sede stradale a seconda dell'inclinazione trasversale della superficie stradale secondo le indicazioni delle sezioni tipo stradali. La raccolta sommitale avverrà mediante canalette o cunette alla francese.

I viadotti sono muniti di dedicati pluviali e collettori, staffati al di sotto delle strutture, tali da convogliare l'acqua dalla rete sino all'impianto di trattamento.

I dispositivi di controllo qualitativo delle acque a monte dei recapiti saranno realizzati tramite vasche in cemento armato prefabbricate.

Il volume dei manufatti effettivamente previsto nel progetto è stato definito in ogni caso tenendo conto dell'esigenza di contenere un eventuale sversamento accidentale da parte di un'autocisterna (40 m<sup>3</sup>).

Le vasche di prima pioggia sono pensate per funzionare in continuo, applicando la tecnologia del trattamento primario a vasche comunicanti (per stramazzo): esse saranno costituite da comparti per la sedimentazione e da comparti per la separazione degli olii in sospensione.

A monte dell'impianto un sistema di pozzetti/vasche di bypass a stramazzo permette di regolare l'ingresso della prima pioggia all'impianto e della seconda pioggia al recapito.

### **3.2.2 Opere per il drenaggio delle acque di versante**

In aggiunta agli attraversamenti principali in corrispondenza di ponti e viadotti, la strada intercetta le vie secondarie di deflusso delle acque (fossi naturali minori) e riduce la capacità di deflusso del sistema di scorrimento superficiale esistente

durante gli eventi meteorici sia ordinari che straordinari. La mitigazione delle interferenze con il reticolo idrografico prevede:

- Tombini di attraversamento del corpo stradale che rendono permeabile la strada rispetto a eventi meteorici ordinari e fino a tempi di ritorno  $T_R = 200$  anni;
- Fossi di guardia ai piedi dell'infrastruttura stradale di protezione del piede del rilevato e della trincea che convogliano l'acqua raccolta negli impluvi naturali.

I tombini di attraversamento del rilevato stradale consentono di ripristinare la continuità dei corsi d'acqua del reticolo idrografico superficiale esistente intercettato dalla strada mediante un collegamento tra monte e valle, opportunamente dimensionato dal punto di vista idraulico. Tutti i tombini di attraversamento sono realizzati in cemento armato e sono in prevalenza di tipo scatolare tranne nei casi in cui la portata afferente risulta decisamente limitata (minore di  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Il criterio per la verifica idraulica richiede che il franco idraulico lungo l'opera sia superiore ad  $1/3$  dell'altezza utile dell'opera e comunque di norma superiore a  $0.50 \text{ m}$ .

L'elenco completo dei tombini è riportato insieme alla relativa verifica idraulica nei paragrafi che seguono. Per i dettagli grafici si rimanda agli elaborati specifici di ciascun tombino.

I fossi di guardia sono presenti su entrambi i lati della piattaforma stradale, sono in cemento vibrato e hanno sezione trapezia, con base minore  $B$  pari a  $0.50 \text{ m}$  e superiore pari a  $1.50 \text{ m}$ .

Inalveazioni rivestite sono realizzate nelle zone di imbocco e sbocco dei tombini e nei casi in cui l'andamento della linea d'acqua naturale debba essere deviato o regimato.

#### **4 DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA**

---

La tutela dall'inquinamento delle acque e dei suoli e l'esigenza dell'utilizzo sostenibile della risorsa impongono il controllo e lo smaltimento delle acque inquinate della piattaforma stradale. A tale scopo si prevede la realizzazione di una rete di captazione stradale che separi le acque meteoriche di dilavamento della pavimentazione stradale dalle acque bianche di versante e dagli eventuali sversamenti accidentali e che convogli le acque di prima pioggia al trattamento.

##### **4.1 Schema di drenaggio della piattaforma stradale**

Il recepimento delle direttive relative allo smaltimento delle acque di prima pioggia pone la questione progettuale della valutazione del rischio e dell'analisi di vulnerabilità del territorio attraversato dall'infrastruttura, come input per la selezione delle aree di intervento, per le strategie di difesa idraulica-sanitaria da adottare e per il dimensionamento dei presidi idraulici di controllo dell'inquinamento.

Il fattore di rischio di inquinamento del bacino idrologico naturale risulta connesso agli spettri di traffico dell'infrastruttura, in particolare all'incidenza dei veicoli pesanti, e all'estensione della superficie di drenaggio, entrambi fattori relazionabili con la categoria della strada di progetto secondo la classificazione del codice della strada.

Per tali ragioni e in conformità si è scelto di affrontare il drenaggio della pavimentazione stradale dell'asse principale come un sistema chiuso. In tale sistema si è cercato di minimizzare il percorso di tali portate fino agli opportuni impianti di trattamento delle acque di prima pioggia e confinamento degli sversamenti accidentali ubicati lungo il tracciato in modo tale da ridurre globalmente il tempo di corrivazione e ad uniformare i tratti di strada serviti da ogni impianto, compatibilmente con le interferenze rappresentate dalle opere esistenti, l'orografia del terreno e la presenza di adeguati corpi ricettori.

## 4.2 Viabilità principale

Per l'asse principale è stata prevista la raccolta integrale dell'acqua di piattaforma in tutte le sezioni stradali sia in scavo che in rilevato, o in viadotto attraverso le cunette laterali, intercettate dalle caditoie stradali e collettate, seguendo le pendenze longitudinali della livelletta e trasversali della pavimentazione, attraverso una rete di collettori, che derivano le portate ad un punto di raccolta comune, in prossimità dell'impianto di trattamento a servizio del tratto di strada considerato.

In tratti limitati in prossimità di alcuni impianti di trattamento si rende necessario impostare le tubazioni in contropendenza rispetto alla livelletta stradale di progetto, al fine di garantire la raccolta delle acque sull'intera piattaforma stradale.

I collettori di linea, dimensionati come dettagliato nei successivi paragrafi, sono di diametro esterno variabile  $\varnothing 315 - \varnothing 700$  e in PVC serie pesante.

In corrispondenza del tratto di transizione tra impalcato e rilevato, in adiacenza alle spalle, i collettori vengono appoggiati e solidarizzati a mensole fissate alle pareti della spalla. Per i dettagli costruttivi delle tubazioni in viadotto, sia nuovi che esistenti e per i particolari di staffaggio, si vedano gli elaborati VE407\_T00ID00IDRPC01/02A.

Si riportano a seguire i procedimenti ed i calcoli per la determinazione delle portate delle acque meteoriche di piattaforma e delle portate di prima pioggia.

### 4.2.1 Determinazione della pioggia critica

Il fenomeno di deflusso sulla piattaforma stradale o in generale su una superficie scolante di lunghezza  $L_0$  è descritto dalle equazioni di continuità e del moto (equazioni di De Saint Venant). Applicando l'ipotesi dell'onda cinematica a una superficie scolante interessata da pioggia netta  $p$  di intensità costante nel tempo

e nello spazio, partendo da condizioni iniziali di superficie asciutta e non interessata da immissione nella sezione iniziale, è possibile determinare analiticamente le condizioni di equilibrio del deflusso come il momento  $t_e$  in cui la portata defluente per unità di larghezza della sezione terminale risulta pari alla portata in ingresso, ossia pari a  $pL_0$ :

$$t_e = \left( \frac{L_0}{\alpha p^{m-1}} \right)^{1/m}$$

Il velo idrico sulla superficie scolante risulta:

$$h(x) = \left( \frac{px}{\alpha} \right)^{1/m}; \quad h_e(L_0) = pt_e$$

dove l'intensità di pioggia  $p$  è espressa in m/s, l'ascissa  $x$  in metri,  $\alpha$  e  $m$  sono due parametri che tengono conto delle caratteristiche della corrente sulla superficie scolante. Nell'ipotesi di deflusso in regime turbolento:

$$m = 5/3; \quad \alpha = K_s s_T^{1/2}$$

- $K_s$  espresso in  $m^{1/3}/s$  è il parametro di scabrezza della superficie scolante (per superfici in cemento o asfalto =70÷100) e  $s_T$  espresso in m/m è la pendenza trasversale della strada.

Formulazioni ricavate sulla base di dati sperimentali suggeriscono di utilizzare  $m=2$ .

La condizione di massimo deflusso relativa a un pluviogramma netto di tipo rettangolare (durata della pioggia critica  $t_{pc}$ ) si verifica al momento dell'equilibrio del deflusso ( $t_e$ ).

Assumendo che il valore dell'altezza di precipitazione netta  $h$  sia dato dalla curva di possibilità pluviometrica della pioggia di breve durata per un tempo di ritorno di 25 anni, si ottiene la durata della pioggia critica  $t_{pc}$ :

$$h = \varphi at^n; \quad t_{pc} = \left( \frac{L_0}{\alpha(\varphi a)^{m-1}} \right)^{\frac{1}{n(m-1)+1}}$$

dove  $\varphi$  è il coefficiente di deflusso assunto pari a 0,9,  $n$  ed  $a$  sono i parametri della curva di possibilità climatica con il parametro  $a$  espresso in  $\text{mm}/\text{h}^n$ , relativi ad un evento di pioggia di breve durata (inferiore ad 1 ora) ed elevata intensità.

I parametri sono in dettaglio:

Coefficiente medio di deflusso $\varphi$	-	0.9
Coefficiente $a$	$\text{mm}/\text{h}^n$	46.24
Parametro $n$	-	0.288

Il valore  $q_0$  della massima portata defluente sulla superficie, per unità di larghezza, e il massimo livello idrico risultano quindi:

$$q_0 = \varphi a t_{pc}^{n-1} L_0$$

$$h_{max} = \varphi a t_{pc}^n$$

Nei casi in cui non fosse possibile trascurare la pendenza longitudinale della piattaforma stradale, è necessario tenere conto dell'effettiva pendenza  $s_L$  della piattaforma e della lunghezza del percorso del velo idrico  $L_P$ , sostituendo:

$$s_T \Rightarrow s_f = (s_T^2 + s_L^2)^{0.5}$$

$$L_0 \Rightarrow L_P = L_0 [1 + (s_L/s_T)^2]^{0.5}$$

dove con  $s_T$  e  $s_L$  si è indicato rispettivamente la pendenza trasversale e quella longitudinale della strada.

La sezione stradale di progetto è di tipo C1 ha quindi una carreggiata di progetto con larghezza dell'area pavimentata di circa 11 m, con pendenza longitudinale e trasversale variabile. La portata per unità di lunghezza scolante dalla carreggiata è stata calcolata dividendo il tracciato in tratti elementari in cui si mantengono costanti le caratteristiche geometriche (pendenza longitudinale, trasversale) e le caratteristiche tipologiche (rilevato, scavo, viadotto).

#### 4.2.2 Determinazione dell'interasse dei sistemi di drenaggio

Il dimensionamento dell'interasse da assegnare alle caditoie viene determinato imponendo che a fronte di uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno di 25 anni la vena liquida sia contenuta in ogni caso entro 1 m di distanza dal ciglio (la banchina è larga 1,50 m e ha pendenza minima di 2,5%). L'interasse B [m] degli imbocchi dei manufatti di drenaggio è valutato con la seguente:

$$B = \frac{Q_{max}}{q_o}$$

dove  $Q_{max}$  [l/s] è la massima portata convogliabile dal margine della pavimentazione e dalla cunetta a seconda della tipologia di drenaggio (rilevato, trincea, viadotto).

La portata smaltita al margine della pavimentazione e in cunetta può essere calcolata nell'ipotesi di moto uniforme con la formula di Chézy:

$$Q = K_s A R^{2/3} s_L^{1/2}$$

dove  $K_s$  [ $m^{1/3}/s$ ] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler,  $A$  [ $m^2$ ] è l'area bagnata della sezione liquida,  $R$  [m] è il raggio idraulico corrispondente e  $s_L$  [m/m] è la pendenza longitudinale della strada.

L'acqua di piattaforma è smaltita nella strada in progetto secondo due modalità:

- Tratti in rilevato e viadotto – smaltimento dell'acqua in banchina fino ad 1 m dal ciglio esterno
- Tratti in trincea, smaltimento dell'acqua in banchina fino ad 1 m dal ciglio esterno e in cunetta alla francese da 0.75 m di larghezza.

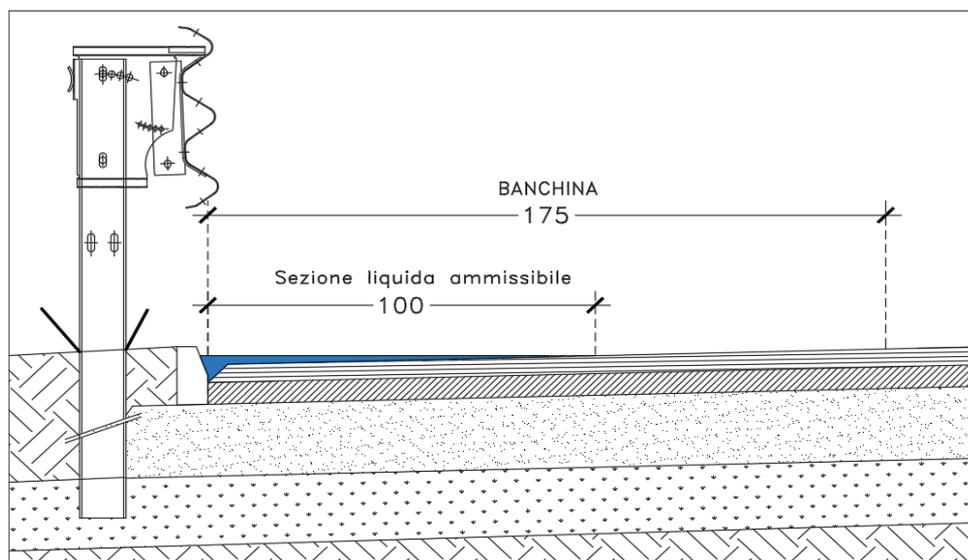


Figura 4.2-1 Sezione liquida in rilevato e viadotto

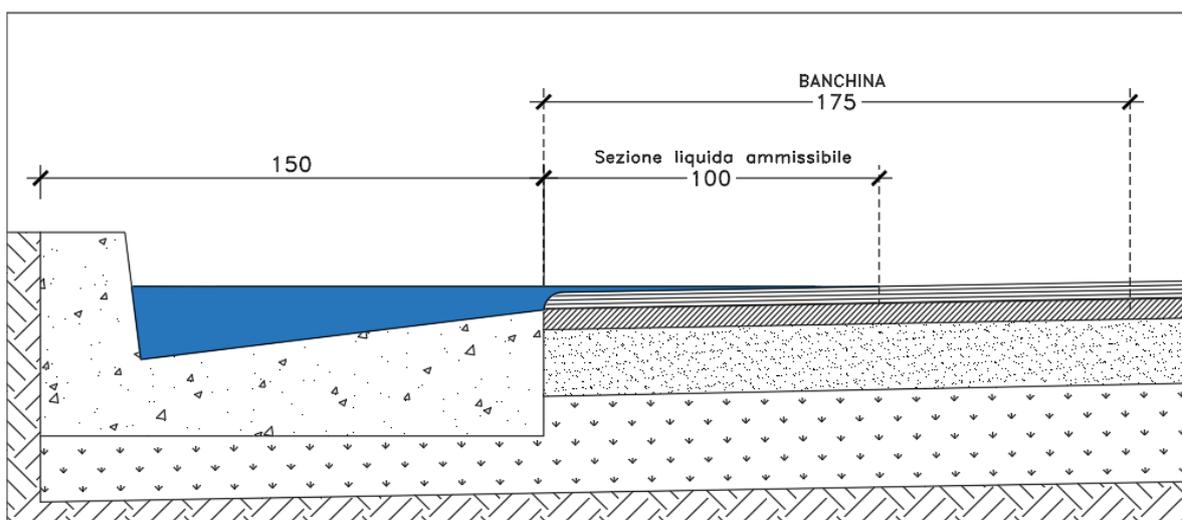


Figura 4.2-2 Sezione liquida in trincea

L'interasse massimo è fissato pari a 20 m per tutto il tracciato. Ogni caditoia è provvista di un pozzetto di raccolta da cui partono i collettori.

Per i dettagli costruttivi dei manufatti per lo smaltimento delle acque di piattaforma si vedano gli elaborati VE407\_T00ID00IDRPC01\_A.

#### 4.2.3 Dimensionamento dei collettori di recapito di piattaforma

Il dimensionamento dei collettori è stato effettuato calcolando la portata di progetto con il metodo italiano dell'invaso lineare. Il volume totale invasato a monte della sezione di calcolo viene determinato in base alla relazione:

$$W_i = w_0 S_i + W_I + \sum_{i=1}^{I-1} W_i' + \sum_{i=1}^{I-1} W_i''$$

essendo:

- $w_0$  [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>] il volume per unità di superficie costituito dal velo idrico presente sulle superfici scolanti fissato pari a 2.5 mm
- $S_i$  [m<sup>2</sup>] la superficie di drenaggio sottesa al collettore I di progetto
- $W_i$  [m<sup>3</sup>] il volume invasato all'interno del collettore i-esimo di progetto
- $W_i'$  [m<sup>3</sup>] il volume invasato all'interno dei collettori a monte del tratto i-esimo
- $W_i''$  [m<sup>3</sup>] il volume invasato all'interno dei collettori a monte del tratto i-esimo, facenti parte di un ramo diverso in immissione nel ramo a cui appartiene il tratto I

Noto per ogni tratto elementare  $W_i$  e quindi  $w = W_i/S_i$ , si calcola il coefficiente udometrico  $u$  [l/s/ha] e quindi la portata di progetto  $Q$  [l/s]:

$$u = 2168 \frac{n(\varphi a)^{1/n}}{w^{(1/n-1)}} \rightarrow Q = u S_i$$

con  $a$  [m/h<sup>n</sup>] e  $n$  [adim.] coefficienti dedotti dalla C.P.P. e  $\varphi$  [adim.] coefficiente di deflusso.

Si è ipotizzato un evento di pioggia costante nello spazio e nel tempo su tutto il tratto interessato dal trattamento. Si è quindi provveduto al calcolo della velocità con la formula:

$$v = K_s R^{2/3} s_L^{1/2}$$

dove  $K_s$  [m<sup>1/3</sup>/s] è il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler,  $R$  [m] è il raggio idraulico e  $s_L$  [m/m] è la pendenza longitudinale della strada.

La verifica dei diametri dei collettori sulla portata di progetto viene effettuata ipotizzando che si instauri la condizione di moto uniforme. L'ipotesi è accettabile in quanto i collettori sono per lunghi tratti caratterizzati da pendenza costante e diametro costante.

A partire dalla portata di progetto  $Q = u \cdot S_i$  si verifica con procedimento iterativo il grado di riempimento  $h/DE_i$  (rapporto tra altezza d'acqua e diametro interno) di ogni tratto  $i$ -esimo di condotta.

Si assume un grado di riempimento massimo accettato pari al 50% per diametri inferiori a 400 mm e pari al 70% per diametri superiori o uguali a 400 mm.

I collettori sono in PVC serie pesante dimensioni  $\varnothing 315 - \varnothing 700$  mm.

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", si definiscono acque di prima pioggia quelle corrispondenti, nella prima parte di un evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche. Ai fini del calcolo della portata è riconosciuto che tale valore si verifichi in 15 minuti. Gli impianti di trattamento sono dunque dimensionati in modo da trattare adeguatamente una prima pioggia convenzionalmente definita da un evento meteorico di 5 mm di altezza e di durata 15 min a cui corrisponde una portata di prima pioggia che risulta:

$$Q_n = \frac{\varphi h S}{60t}$$

Con  $Q_n$  [l/s] portata di prima pioggia,  $S$  [m<sup>2</sup>] superficie del bacino scolante,  $h$  [mm] altezza di pioggia pari a 5 mm,  $t$  [min] tempo di pioggia,  $\varphi$  [adim.] coefficiente di deflusso cautelativamente assunto pari a 1.

La portata di prima pioggia risulta come prevedibile globalmente minore della portata meteorica di progetto.

La correttezza dei metodi di calcolo utilizzati, insieme alla bontà della distribuzione degli impianti lungo il tracciato trova riscontro nei valori del tempo di corrivazione ottenuti per ogni vasca, valori che risultano sempre minori dei 15 min, durata utilizzata come input di progetto e generalmente maggiore di 10 min. Tale rilevanza si traduce nella garanzia di un funzionamento ottimale della fase di depurazione, visto che non arrivano alle vasche quote di acque di seconda pioggia e in generale di acqua meteorica pulita, a tutto vantaggio dell'efficienza dell'impianto e a medio-lungo termine del risparmio sulle spese di manutenzione. D'altra parte, il fatto che  $t_c$  sia maggiore di 10 min autorizza a presupporre che quote di acqua inquinata non possano by-passare gli impianti e immettersi nella rete idrografica superficiale con il loro carico inquinante. Ad ulteriore garanzia della qualità dell'effluente, la portata di progetto transita all'interno dell'impianto per tutta la durata dell'evento di pioggia, in virtù della scelta di trattamento con funzionamento in continuo.

Tabella 4-1 abaco di dimensionamento dei collettori

Diametri		Scab	% riem.	h riem.	Sez. Bagn ata	Cont. Bagn ato	R. Ildr.	i =	0.50%	i =	1.00%	i =	1.50%	i =	2.00%	i =	2.50%
DN	D <sub>i</sub>	K <sub>cs</sub>	h/D <sub>i</sub>	h	S	P	R	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
mm		m <sup>1/3</sup> /s	%	(mm)	cm <sup>2</sup>	cm	cm	(m/s)	(l/s)								
315	302	90	50%	151,0	358,2	47,4	7,6	1,14	40,7	1,61	57,6	1,97	70,5	2,27	81,4	2,54	91,0
400	383	90	50%	191,5	576,0	60,2	9,6	1,33	76,7	1,88	108,5	2,31	132,9	2,66	153,5	2,98	171,6
500	479	90	70%	335,3	1347,3	75,2	17,9	2,02	272,4	2,86	385,2	3,50	471,8	4,04	544,8	4,52	609,1
630	604	90	70%	422,8	2142,3	94,9	22,6	2,36	505,5	3,34	714,9	4,09	875,6	4,72	1011,1	5,28	1130,4
700	645	90	70%	451,5	2443,0	101,3	24,1	2,47	602,3	3,49	851,8	4,27	1043,2	4,93	1204,6	5,51	1346,8
								i =	3.00%	i =	3.50%	i =	4.00%	i =	4.50%	i =	5.00%
315	302	90	50%	151,0	358,2	47,4	7,6	2,78	99,7	3,0	107,7	3,2	115,2	3,4	122,1	3,6	128,8
400	383	90	50%	191,5	576,0	60,2	9,6	3,26	187,9	3,5	203,0	3,8	217,0	4,0	230,2	4,2	242,6
500	479	90	70%	335,3	1347,3	75,2	17,9	4,95	667,3	5,3	720,7	5,7	770,5	6,1	817,2	6,4	861,4
630	604	90	70%	422,8	2142,3	94,9	22,6	5,78	1238,3	6,2	1337,5	6,7	1429,9	7,1	1516,6	7,5	1598,7
700	645	90	70%	451,5	2443,0	101,3	24,1	6,04	1475,4	6,5	1593,6	7,0	1703,6	7,4	1806,9	7,8	1904,7

#### **4.3 Viabilità complementare e svincoli**

Per quanto riguarda la viabilità complementare e gli svincoli, le acque di drenaggio superficiale vengono rilasciate direttamente nel bacino idrico naturale senza trattamento delle acque di prima pioggia, utilizzando un sistema di smaltimento di tipo aperto.

La fase di depurazione non è giudicata necessaria in ragione di un flusso veicolare minore, di un'incidenza minore del traffico pesante e di un'area di drenaggio superficiale limitata.

Nelle sezioni in rilevato l'acqua di piattaforma raccolta nelle cunette viene allontanata attraverso le canalette in embrici prefabbricati, mentre nelle sezioni in trincea l'allontanamento avviene, là dove le pendenze lo consentono, per mezzo delle cunette stradali che derivano l'acqua fino a sezioni in cui risulta possibile lo scarico.

##### **4.3.1 Determinazione della pioggia critica per la piattaforma stradale**

Il calcolo della pioggia critica e della portata di drenaggio della piattaforma stradale per la viabilità complementare è stato effettuato seguendo la stessa base teorica e gli stessi procedimenti utilizzati per il dimensionamento degli elementi drenanti della viabilità principale. In particolare, anche in questo caso si è fatto riferimento al valore dell'altezza di precipitazione netta  $h$  fornito dalla curva di possibilità pluviometrica della pioggia di breve durata ed elevata intensità per un tempo di ritorno di 25 anni.

##### **4.3.2 Determinazione dell'interasse delle canalette ad embrici**

L'interasse degli embrici è stato determinato secondo le stesse modalità con cui è stato calcolato l'interasse delle caditoie per la viabilità principale. L'interasse risulta variabile con la pendenza longitudinale e trasversale, con la larghezza della

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
<b>VE407</b>	<b><i>Relazione Idraulica</i></b>	

carreggiata e con la tipologia della sezione, da un minimo di 10 m ad un massimo di 25 m, in intervalli di progetto sempre multipli di 5 m.

I risultati di calcolo riportati a seguire riguardano le due tipologie previste dal progetto per la viabilità complementare e le due tipologie di rampe di svincolo.

## 5 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.

### 5.1 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, capace di abbattere oltre il 70-80% degli inquinanti, e di disoleazione che separa oli e idrocarburi.

## 5.2 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  $T_R = 25$  anni  $Q_{25}$ , ma pari o superiore alla portata di prima pioggia  $Q_{pp}$ .

### **5.2.1 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.

I manufatti di sfioro e le rispettive quote relative sono verificati come stramazzi con la seguente formula che lega portata  $Q$  e battente  $h$ :

$$h = C_w B h^{3/2}$$

Data la portata  $Q$  e fissata la larghezza  $B$  dello sfioratore, è dato il battente  $h$ . Il coefficiente  $C_w$  vale 1.84.

Il dimensionamento della vasca di trattamento deve rispettare una serie di requisiti che riguardano le velocità ammissibili, il tempo di residenza all'interno della vasca dell'acqua in trattamento, volumi minimi e rapporti tra larghezza e lunghezza.

Si assume in questo caso:

- tempo di residenza dell'acqua da trattare all'interno della vasca pari a 6 min;
- velocità di risalita delle particelle massima pari a 0.01-0.02 m/s;
- velocità orizzontale dell'acqua nella vasca fino a 0.04 m/s;
- volume minimo della vasca per poter trattenere sversamenti accidentali pari a 40 m<sup>3</sup>;
- rapporto tra Lunghezza e Larghezza della vasca pari o superiore a 5;
- altezza utile minima pari a 2.5 m.

Dati questi parametri per il dimensionamento, la separazione dei sedimenti e degli oli per gravità è calcolata applicando la teoria della sedimentazione statica:

- Volume della vasca  $\rightarrow Q = \frac{V}{t}$
- Superficie orizzontale della vasca  $\rightarrow A_h = \frac{Q}{v_v}$
- Sezione verticale/Velocità orizzontale  $\rightarrow A_v = \frac{Q}{v_h}$

Trovati questi valori si è individuata la tipologia di progetto, optando per una idonea a tutte le vasche necessarie, come si evince dalla tabella che segue.

*Tabella 5-1 Caratteristiche prestazionali delle vasche di prima pioggia*

TIPO	PK	Area Totale	Volume	Q Prima Pioggia		Q Tr=25 yrs		Tipologico
				[l/sec]	[m <sup>3</sup> /s]	[l/sec]	[m <sup>3</sup> /s]	
-	[Km]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[l/sec]	[m <sup>3</sup> /s]	[l/sec]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> ]
VP1	-0+244.00	5922	29.6	32.90	0.03	213.23	0.21	100
VP2	0+400.00	5880	29.4	32.67	0.03	212.31	0.21	100
VP3	1+380.00	5250	26.3	29.17	0.03	201.44	0.20	100
VP4	1+720.00	3360	16.8	18.67	0.02	126.35	0.13	100
VP4A	1+720-00	4830	24.2	26.83	0.03	194.49	0.19	100

VE407

**Relazione Idraulica**

TIPO	PK	Area Totale	Volume	Q Prima Pioggia		Q Tr=25 yrs		Tipologico
				[l/sec]	[m <sup>3</sup> /s]	[l/sec]	[m <sup>3</sup> /s]	
-	[Km]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[l/sec]	[m <sup>3</sup> /s]	[l/sec]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> ]
VP4B	2+200.00	3675	18.4	20.42	0.02	140.78	0.14	100
VP5	2+555.00	4777.5	23.9	26.54	0.03	174.37	0.17	100
VP6	3+010.00	9345	46.7	51.92	0.05	318.68	0.32	100
VP7	4+350.00	13020	65.1	72.33	0.07	399.16	0.40	100
VP8	5+620.00	10027.5	50.1	55.71	0.06	323.72	0.32	100
VP9	6+180.00	6300	31.5	35.00	0.04	237.19	0.24	100
VP10	7+330.00	10500	52.5	58.33	0.06	343.47	0.34	100
VP11	8+390.00	11025	55.1	61.25	0.06	349.51	0.35	100
VP12	8+930.00	2205	11.0	12.25	0.01	536.64	0.54	100
VP13	11+000.00	5995.5	30.0	33.31	0.03	225.19	0.23	100

La tabella seguente riassume le caratteristiche idrauliche di funzionamento di ciascuna vasca.

*Tabella 5-2 Caratteristiche idrauliche delle vasche di prima pioggia*

ID VASCA	PK	Piazzola/ terreno	QUOTE				Condotte di scarico		Fosso		
			Quota strada	Quota terreno	Inlet	Outlet	L	Dn	Profondità fosso	Quota fosso di Restituzione	Lunghezza Fosso
[-]	(Km)	[-]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m]	[cm]	[m]	[m.s.l.m.]	[m]
VP1	-0+244.00	terreno	396.5	395	393.85	392.95	13	700	1.5	390.2	10
VP2	0+400.00	terreno	400.19	398	396.85	395.95	4	700	1	395.5	250
VP3	1+380.00	strada di servizio	407.3	401.46	400.31	399.41	11	700	1.5	397.0	55
VP4	1+720.00	strada di servizio	405.4	403	401.85	400.95	15	600	1.5	398.5	30
VP4A	1+720-00	strada di servizio	405.4	403	401.85	400.95	15	600	1.5	398.5	37
VP4B	2+200.00	piazzola	408.44	408.44	407.29	406.39	15	600	1.5	402.0	30
VP5	2+555.00	piazzola	410.5	410.5	409.35	408.45	8	600	1.5	406.0	80
VP6	3+010.00	piazzola	413.4	413.4	412.25	411.35	10	700	1.5	406.0	120
VP7	4+350.00	piazzola	419.8	419.8	418.65	417.75	10	700	1.5	415.5	105

ID VASCA	PK	Piazzola/ terreno	QUOTE				Condotte di scarico		Fosso		
			Quota strada	Quota terreno	Inlet	Outlet	L	Dn	Profondità fosso	Quota fosso di Restituzione	Lunghezza Fosso
[-]	(Km)	[-]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m]	[cm]	[m]	[m.s.l.m.]	[m]
VP8	5+620.00	terreno	425.18	422.06	420.91	420.01	2	700	1	419.0	412
VP9	6+180.00	piazzola	429.6	429.6	428.45	427.55	8	600	0.5	426.5	974
VP10	7+330.00	piazzola	437.2	437.2	436.05	435.15	7	600	0.5	434.0	215
VP11	8+390.00	piazzola	443.1	443.1	441.95	441.05	5	700	0.5	440.0	367
VP12	8+930.00	terreno	452.3	449	447.85	446.95	4	700	1.5	445.5	150
VP13	11+000.00	terreno	469.16	456.29	455.14	454.24	10	700	1	453.2	140

### 5.2.2 Pozzetti

I pozzetti di ispezione e di salto sono collocati all'esterno del piazzale e garantiscono l'ispezionabilità dei collettori di adduzione e consentono di ridurre le pendenze dei collettori nei casi in cui il terreno naturale sia caratterizzato da elevate pendenze.

Tutti i pozzetti sono prefabbricati in cls e dotati di copertura con possibilità di ispezioni a passo d'uomo e chiusino in ghisa classe D 400, 60x60 cm. Hanno dimensioni interne pari a 0.80x0.80 m e altezza utile pari a 1.90 m ad eccezione dei pozzetti di salto che hanno altezza variabile, funzione del terreno.

### 5.2.3 Collettori di adduzione

Il collettore di adduzione in arrivo dalla piattaforma stradale, il collettore by-pass delle acque di seconda pioggia e il collettore di scarico hanno diametro esterno DE pari a 700 mm in relazione alla portata di progetto dell'impianto.

I collegamenti tra gli elementi costituenti gli impianti sono tutti realizzati mediante collettori in PVC serie pesante in relazione alle portate da trattare e alle pendenze dei collettori.

Le dimensioni dei collettori di adduzione sono state verificate nell'ipotesi di moto uniforme e applicando la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \Omega R^{2/3} s_L^{1/2}$$

dove  $K_s$  è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, assunto pari a 85  $m^{1/3}/s$ , caratteristico delle tubazioni in PVC,  $\Omega$  [ $m^2$ ] è l'area bagnata,  $R$  [ $m$ ] è il raggio idraulico e  $s_L$  [ $m/m$ ] è la pendenza longitudinale della strada.

#### **5.2.4 Manufatto di rilascio**

Per ciascun impianto, è stato individuato lungo il tracciato stradale un ricettore direttamente collegato con il reticolo idrografico naturale. In particolare, si è scelto di limitare sempre la velocità in uscita dagli impianti a valori massimi intorno a 4-5 m/s in modo che, inserito l'opportuno rivestimento, anche durante gli eventi meteorici più intensi, la portata concentrata aggiuntiva proveniente dallo scarico degli impianti non provochi fenomeni di instabilità o erosione. La scelta della tipologia di rivestimento è in funzione delle dimensioni del fosso in cui avviene lo scarico dell'effluente e delle portate in uscita dall'impianto di trattamento.

## 6 DRENAGGIO DELLE ACQUE DI VERSANTE

---

Il drenaggio delle acque di versante trattate in questo capitolo riguarda le vie di deflusso delle acque (fossi naturali minori, fossi artificiali di drenaggio dei campi, impluvi e depressioni naturali del terreno), che il progetto stradale intercetta riducendo la capacità di deflusso durante gli eventi meteorici sia ordinari che straordinari. La mitigazione delle interferenze con il reticolo idrografico secondario prevede lo studio e la verifica di tombini, fossi di guardia e inalveazioni all'imbocco o allo sbocco di tombini.

### 6.1 Tombini

Le acque defluenti attraverso il reticolo idrografico superficiale e intercettate dal corpo stradale, in assenza di ponti o viadotti sono trasferite da monte a valle mediante tombini, che consentono di mantenere la continuità delle vie d'acqua e intercettano l'acqua raccolta dai fossi di guardia. I tombini devono essere opportunamente dimensionati sia dal punto di vista idraulico che strutturale. Inoltre, nelle zone di imbocco e sbocco e lungo la transizione tra la via d'acqua naturale e il tombino, devono essere previsti opportuni manufatti di protezione nei confronti di fenomeni erosivi e pozzetti di confluenza tra i fossi di guardia e il tombino. Infine, devono essere garantiti adeguati ricoprimenti minimi rispetto alla livelletta stradale (minimo 1 m), eventualmente prevedendo pozzetti di salto all'imbocco e riprofilatura del terreno all'imbocco e allo sbocco. I dettagli geometrici dei singoli manufatti sono presenti negli elaborati di progetto: VE407\_P00TM00STRPL\_01/08\_A.

In prima istanza il funzionamento idraulico dei tombini è assimilato a quello di un manufatto in cui si sviluppano condizioni di moto uniforme completamente turbolento, nel caso di deflusso a pelo libero, con valutazione speditiva delle perdite di carico e trascurando le caratteristiche del ricettore di valle. L'ipotesi di moto uniforme risulta sufficiente data la regolarità delle pendenze e delle

condizioni di imbocco e sbocco che, per la conformazione dei manufatti, non presentano particolari impedimenti al deflusso e rendono trascurabili le perdite di carico localizzate.

### **6.1.1 Determinazione delle portate di progetto**

Le portate di progetto  $Q_p$  [ $m^3/s$ ] sono state calcolate per un tempo di ritorno  $T_R$  pari a 200 anni. È stato utilizzato il metodo cinematico, dove il tempo di corrivazione  $t_c$  [ore] è stato calcolato con 3 formule diverse in funzione delle caratteristiche del bacino.

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, aventi superficie inferiori a  $1.5 \text{ Km}^2$ , è stata scelta la formula di Kirpich:

Per i bacini del 2° Gruppo, aventi superficie compresa tra  $1.5 \text{ Km}^2$  e  $20 \text{ Km}^2$  è stata scelta la formula del SCS.

Per i bacini del 3° Gruppo, aventi superficie maggiore di  $20 \text{ Km}^2$ , 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.

I limiti dei bacini tributari e la loro superficie  $A_b$ , l'asta principale di ciascun bacino  $L_b$ , la quota media del bacino  $z_m$  e la quota della sezione di chiusura sono stati determinati a partire dalla CTR 1:10000, dal DEM 2x2 e dai rilievi di dettaglio.

### **6.1.2 Verifica idraulica**

La verifica idraulica di tutti i tombini è stata effettuata con l'ausilio di apposito software, confrontando la portata di progetto  $Q_p$  [ $m^3/s$ ] con la portata massima smaltibile dal manufatto  $Q_{max}$  [ $m^3/s$ ], calcolata utilizzando il criterio per la verifica

idraulica che richiede per i tombini di attraversamento di corsi d'acqua naturali un franco idraulico lungo l'opera superiore al 1/3 dell'altezza utile dell'opera e comunque superiore a 0.7 m.

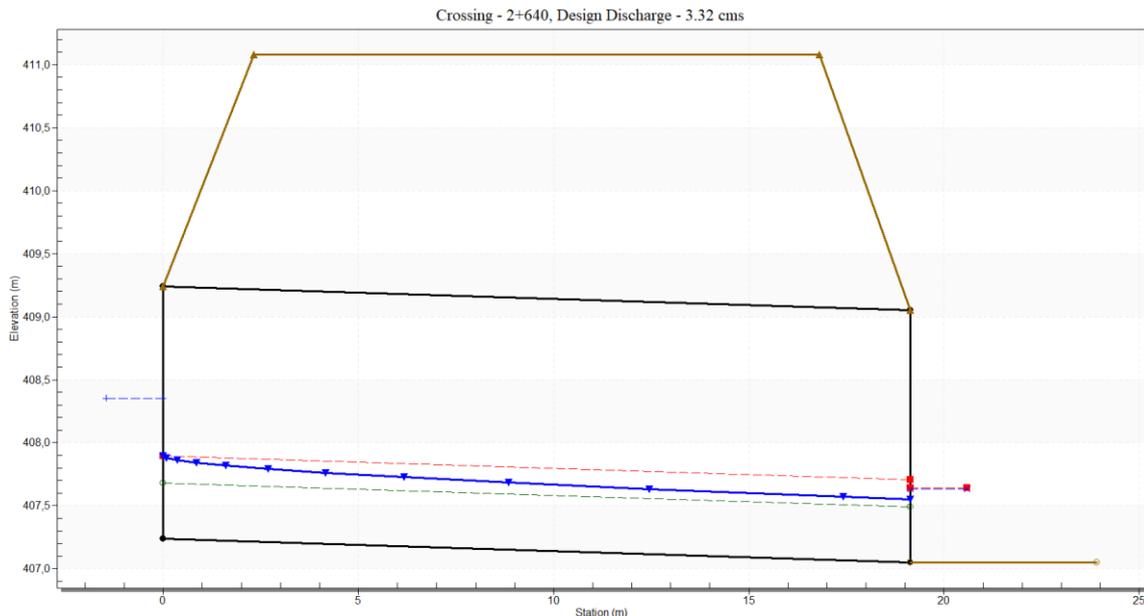


Tabella 6-1 HY8 profilo idraulico all'interno del tombino

La portata massima smaltibile è stata quindi calcolata in condizioni di moto uniforme considerando i tombini con funzionamento a pelo libero:

$$Q = K_s A R^{2/3} i^{1/2}$$

dove  $K_s$  [ $m^{1/3}/s$ ] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler,  $A$  [ $m^2$ ] è l'area bagnata,  $R$  [ $m$ ] è il raggio idraulico e  $i$  [-] è la pendenza longitudinale. Il coefficiente di Gauckler-Strickler è stato assunto pari a  $70 m^{1/3}/s$  corrispondente al cls.

Nelle seguenti tabelle vengono riassunti i risultati delle verifiche in regime di moto uniforme completamente turbolento; per comodità di lettura, nella prima di esse sono riportati i dati metrici di ciascun tombino con le relative portate di dimensionamento e nella successiva.

Tabella 6-2 Asse principale – caratteristiche tombini

ID Opera	Progressiva	Tipologico	Portata Q	Geometria			Lunghezza	i pendenze	tirante	V
				B	H	D				
				(mc/s)	(m)	(m)				
TM_AP_01	5+200,00	Scatolare	3	2	2	-	36,7	0,008	0,920	3,52
TM_AP_02	7+099,50	Scatolare	3	2	2	-	47,1	0,005	0,930	3,07
TM_AP_03	8+986,00	Scatolare	3	2	2	-	11,4	0,097	0,790	4
TM_AP_04	9+070,00	Scatolare	3	2	2	-	11,5	0,096	0,760	5
TM_AP_05	9+152,60	Scatolare	8,95	2	2	-	22,5	0,050	1,360	5
TM_AP_06	9+209,00	Scatolare	3	2	2	-	21,2	0,006	0,930	3
TM_AP_08	2+350,00	Scatolare	2,71	2,5	2,5	-	16,9	0,015	0,830	3,24
TM_AP_09	2+640,00	Scatolare	3,32	5	3	-	16,2	0,015	0,600	2,9
TM_AP_10	4+660,00	Scatolare	faunistico	2	2	-	26,1	0.005	-	-

Tabella 6-3 Svincoli – caratteristiche tombini

ID Opera	Progressiva	Tipologico	Portata Q	Geometria			Lunghezza	i pendenze	tirante	V
				B	H	D				
				(mc/s)	(m)	(m)				
TM_SV_03_BI	0+333,66	Tubazione	1	-	-	1,5	20	0,006	0,730	2,25
TM_SV_03_SE	0+140,00	Tubazione	1	-	-	1,5	20	0,006	0,730	3,25

Per la determinazione del franco idraulico in corrispondenza delle opere di attraversamento, sono stati considerati i seguenti elementi:

- i. scabrezza del contorno bagnato e trasporto solido;
- ii. aerazione delle correnti molto veloci;
- iii. transizione a corrente lenta attraverso un risalto idraulico;
- iv. un valore minimo, cautelativo, indipendente da ogni parametro.

L'analisi di questi elementi ha portato all'individuazione dei criteri di definizione del franco idraulico sinteticamente riportati di seguito.

- Criterio 1:

Si è effettuato il calcolo del franco idraulico secondo una legge del tipo (Chow 1959):

$$F_1 = 0.87 \sqrt{y}$$

nella quale, per il calcolo della profondità  $y$ , si è utilizzato un coefficiente di scabrezza che, oltre all'effettiva rugosità dei materiali, abbia tenuto in conto, quando opportuno, dell'eventualità di trasporto solido. La scabrezza del contorno bagnato utilizzata fa riferimento a quella raggiunta dai materiali in condizioni di normale esercizio, tenendo conto dell'eventuale presenza di vegetazione o materiale trasportato, se prevedibilmente presente nella tipologia del tratto di alveo in considerazione. L'ambito di applicazione dell'equazione vista è limitato a profondità  $y \leq 3$  metri. Al di sopra di tale valore di profondità si mantiene  $F_{1\max} = 1.00$  m.

- Criterio 2:

Nel caso possibile di transizione a corrente lenta attraverso un risalto, può essere tenuta in conto considerando un franco pari al 70% dell'energia cinetica della corrente:

$$F_2 = 0.7 v^2 / 2g$$

In questo caso, il criterio di prudenza suggerisce di considerare la condizione più critica, utilizzando la scabrezza inferiore tra quelle prevedibili durante l'esercizio dell'opera (quindi senza considerare l'invecchiamento durante l'esercizio, la vegetazione, o altre possibili cause di incremento rispetto ai materiali appena posti in opera).

- Criterio 3:

per tenere conto di tutte le incertezze inerenti alla valutazione dei parametri in gioco, e di altri fattori, il franco idraulico non deve comunque essere inferiore ad un valore prefissato e pari, nel caso di tombini a sezione circolare, al 50% della luce libera e per tombini scatolari a valori prossimi al 1/3 della luce libera e comunque mai inferiori ad  $F_3 = 0.7$  m come richiesto da capitolato ANAS.

Poiché le opere idrauliche delle sistemazioni fluviali comprendono una casistica molto ampia di condizioni diverse tra loro, non è possibile sapere a priori quale, tra i criteri sopra illustrati, sia più rilevante in uno specifico caso: quindi il franco idraulico adottato è quello riportato nella tabella seguente, in cui sono presenti riportano i risultati delle simulazioni idrauliche effettuate per la verifica della compatibilità idraulica di ciascun'opera in progetto. Si evidenzia quindi il valore del franco idraulico calcolato secondo quanto riportato nelle ultime NTC delle costruzioni e quello geometrico calcolato come confronto tra l'altezza utile dell'opera e il tirante idrico registrato nella sezione idraulica immediatamente a monte del manufatto indagato.

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

**Relazione Idraulica**

ID Opera	Progressiva	Tipologico	Q	Geometria			Quota monte	Quota valle	Lunghezza	i	Livello idrico	Quota strada	y	V	F1	F2	F3	F limite	F calcolato
				B	H	D													
			(mc/s)	(m)	(m)	(m)	m.s.l.m	m.s.l.m	m	%	m.s.l.m.	m.s.l.m	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
TM_AP_01	5+200,00	Scatolare	3	2	2	-	419,93	419,63	36,7	0,8	420,9	433,14	0,92	3,52	0,83	0,44	0,6	0,83	1,1
TM_AP_02	7+099,50	Scatolare	3	2	2	-	433,3	433,05	47,1	0,5	434,2	438,76	0,93	3,07	0,84	0,34	0,6	0,84	1,1
TM_AP_03	8+986,00	Scatolare	3	2	2	-	446,47	445,36	11,4	9,7	447,3	453,4	0,79	4	0,77	0,57	0,6	0,77	1,2
TM_AP_04	9+070,00	Scatolare	3	2	2	-	449,6	448,5	11,5	9,6	450,4	454,8	0,76	5	0,76	0,89	0,6	0,76	1,2
TM_AP_05	9+152,60	Scatolare	8,95	2	2	-	452,08	450,96	22,5	5,0	453,4	455,6	1,36	5	1,01	0,89	0,6	1,01	0,6
TM_AP_06	9+209,00	Scatolare	3	2	2	-	452,13	452	21,2	0,6	453,1	456,4	0,93	3	0,84	0,32	0,6	0,84	1,1
TM_AP_08	2+350,00	Scatolare	2,71	2,5	2,5	-	405,40	405,14	16,9	1,5	406,2	408,9	0,83	3,24	0,79	0,37	0,75	0,79	1,7
TM_AP_09	2+640,00	Scatolare	3,32	5	3	-	407,25	407,01	16,2	1,5	407,9	411,1	0,60	2,90	0,67	0,3	0,9	0,9	2,4
TM_AP_10	4+660,00	Faunistico	3	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TM_SV_03_BI	0+333,66	Tubazione	1	-	-	1,5	432,64	432,52	20	0,6	433,4	-	0,73	2,25	0,74	0,18	0,75	0,75	0,8
TM_SV_03_SE	0+140,00	Tubazione	1	-	-	1,5	432,64	432,52	20	0,6	433,4	-	0,73	3,25	0,74	0,38	0,75	0,75	0,8

Tabella 6-4 Risultati delle simulazioni idrauliche dei tombini

## 6.2 Fossi di guardia

I fossi di guardia rappresentano un'importante opera di difesa del corpo stradale, convogliando negli impluvi naturali o negli attraversamenti idraulici le acque superficiali provenienti dal versante che verrebbero altrimenti a raccogliersi ai piedi del rilevato o andrebbero ad invadere la trincea compromettendo la stabilità dei rilevati e delle scarpate della trincea.

Il progetto prevede fossi di guardia lungo la viabilità secondaria e gli svincoli in progetto. La funzione dei fossi in questo caso è quella di raccogliere le acque di piattaforma, convogliate dai diversi tipi di manufatto di scarico (canalette ad embrici, tubazioni di attraversamento, caditoie) ai recapiti finali. I fossi sono rivestiti a sezione trapezia con sponde inclinate a 45°. Sono previste tre tipologie di fossi le cui dimensioni sono riportate nella tabella sottostante

Tabella 6-5 Tipologie di fossi di guardia

FOSSO	FORMA	LARGHEZZA		ALTEZZA
		Base	Sommità	H [m]
		b [m]	B [m]	
Tipo A0	Trapezia 1/1	0.50	1.50	0.50*
Tipo A1	Trapezia 1/1	0.75	2.25	0.75
Tipo A2	Trapezia 1/1	1.00	3.00	1.00

\* L'altezza indicata è quella nominale ma varia in base alla conformazione del terreno

### 6.2.1 Determinazione delle portate di progetto

Le portate di progetto  $Q_p$  [m<sup>3</sup>/s] sono state calcolate per un tempo di ritorno  $T_R$  pari a 50 anni per i fossi al piede dei tratti in rilevato e 100 anni per i fossi a protezione dei tratti in trincea, applicando il metodo cinematico, analogamente ai tombini. Il tempo di corrivazione inoltre è stato assunto pari a 0.25 h (15 min). I dettagli di tali calcoli sono riportati nella Relazione idrologica e di studio idraulico.

### 6.2.2 Verifica idraulica

La verifica idraulica dei fossi di guardia viene normalmente effettuata ipotizzando moto uniforme all'interno del canale calcolando la portata con la seguente formula:

$$Q = K_s A R^{2/3} i^{1/2}$$

dove  $K_s$  [ $m^{1/3}/s$ ] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler,  $A$  [ $m^2$ ] è l'area bagnata,  $R$  [ $m$ ] è il raggio idraulico e  $i$  [-] è la pendenza longitudinale. Il coefficiente di Gauckler-Strickler è stato assunto pari a  $35 m^{1/3}/s$  per superfici inerbite (valido per terra con erba sul fondo e corsi d'acqua naturali regolari) e  $70 m^{1/3}/s$  per i fossi rivestiti in cls.

I fossi di valle, salvo i casi in cui non ricevano contributi dagli attraversamenti idraulici, sono sempre verificati, in quanto raccolgono solo l'acqua che cade sul rilevato stradale, mentre per i fossi di monte occorre verificare che la sezione di progetto sia sufficiente a smaltire la portata in arrivo. La portata massima smaltibile di norma è stata calcolata ipotizzando moto uniforme all'interno del canale considerando un grado di riempimento pari al 70% della sezione e dividendo il fosso in tratte con pendenza omogenea. L'esatta ubicazione, la geometria e la lunghezza di tutte le inalveazioni è riportata sulle Planimetrie Idrauliche

Nella tabella che segue si riporta il riepilogo delle verifiche dei fossi di guardia.

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

**Relazione Idraulica**

Tabella 6-6 – Verifiche idrauliche fossi di guardia

FOSSO	Lunghezza asta	Pk inizio	H inizio	Pk fine	H fine	I %	Area bacino (m <sup>2</sup> )	Area bacino (Km <sup>2</sup> )	psi (-)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)	B(m)	tirante di moto uniforme	tirante massimo	A <sub>bagnata</sub> (m <sup>2</sup> )	P <sub>bagnato</sub> (m)	Ri m	I m/m	Ks m <sup>1/3</sup> /s	Qmax m <sup>3</sup> /s
FS_01	80	0+260	395,4	0+340	394,0	1,75%	5473,2	0,005	0.65	0,15	0,5	0,14	0,35	0,298	1,49	0,20	0,017	35	0,47
FS_02	641	2+693	411,131	2+052	408,8	0,38%	26501,7	0,027	0.65	0,75	0,75	0,50	0,525	0,669	2,23	0,30	0,006	35	0,81
FS_03	50	2+693	411,131	2+732	407,1	10,11%	12917,7	0,013	0.65	0,36	0,5	0,12	0,35	0,298	1,49	0,20	0,101	35	1,13
FS_04	90	2+732	407,122	2+822	405,4	1,94%	33210,2	0,033	0.65	0,94	0,75	0,34	0,525	0,669	2,23	0,30	0,019	35	1,46
FS_05	165	4+444	418,5	4+280	417,5	0,61%	67892,9	0,068	0.65	1,92	1	0,58	0,7	1,190	2,98	0,40	0,009	35	2,14
FS_06	197	4+444	418,5	4+640	415,6	1,45%	41082,5	0,041	0.65	1,16	0,75	0,48	0,525	0,669	2,23	0,30	0,015	35	1,26
FS_07	131	4+324	416,991	4+455	416,6	0,27%	3630,0	0,004	0.65	0,10	0,5	0,48	0,35	0,298	1,49	0,20	0,003	35	0,18
FS_08	44	4+475	418,918	4+519	417,9	2,41%	1576,0	0,002	0.65	0,04	0,5	0,48	0,35	0,298	1,49	0,20	0,024	35	0,55
FS_09	93	4+646	415,879	4+554	415,7	0,19%	5009,8	0,005	0.65	0,14	0,5	0,48	0,35	0,298	1,49	0,20	0,002	35	0,15
FS_10	344	5+114	419,705	4+770	416,2	1,03%	81030,7	0,081	0.65	2,29	1	0,70	0,7	1,190	2,98	0,40	0,010	35	2,29
FS_11	1136	6+435	428,1	5+299	417,8	0,90%	11167,4	0,011	0.65	0,32	0,5	0,32	0,35	0,298	1,49	0,20	0,009	35	0,34
FS_12	85	5+219	422,617	5+303	421,8	0,92%	3873,9	0,004	0.65	0,11	0,5	0,31	0,35	0,298	1,49	0,20	0,009	35	0,34
FS_13	275	6+435	428,358	6+246	426,9	0,52%	9008,8	0,009	0.65	0,25	0,5	0,35	0,35	0,298	1,49	0,20	0,005	35	0,26
FS_14	186	7+093	436,658	6+961	434,4	1,24%	6418,5	0,006	0.65	0,18	0,5	0,15	0,35	0,298	1,49	0,20	0,012	35	0,40
FS_15	532	7+086	435,879	7+080	434,6	0,25%	5873,3	0,006	0.65	0,17	0,5	0,12	0,35	0,298	1,49	0,20	0,002	35	0,18
FS_16	362	7+520	438,394	7+086	435,9	0,69%	26674,2	0,027	0.65	0,75	0,75	0,32	0,525	0,669	2,23	0,30	0,007	35	0,87
FS_17	64	8+725	443,623	8+194	440,5	4,92%	29044,0	0,029	0.65	0,82	0,5	0,23	0,35	0,298	1,49	0,20	0,049	35	0,79
FS_18	204	9+154	457,611	8+903	452,0	2,75%	59018,5	0,059	0.65	1,67	0,75	0,33	0,525	0,669	2,23	0,30	0,028	35	1,74
FS_19	103	9+300	459,044	9+154	458,0	1,00%	34725,5	0,035	0.65	0,98	0,75	0,45	0,525	0,669	2,23	0,30	0,010	35	1,05
FS_20	103	11+220	472,877	11+174	468,5	4,21%	22214,0	0,022	0.65	0,63	0,5	0,34	0,35	0,298	1,49	0,20	0,042	35	0,73

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.



VE407

***Relazione Idraulica***