

PNC – PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009–2016, Sub–misura A4, "Investimenti sulla rete stradale statale"

**S.S. 685 "Tre Valli Umbre"
Miglioramento funzionale dell'attraversamento della frazione di Serravalle**

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Vladimiro Rotisciani
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n°A376

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Gianluca De Paolis
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1344

IL DEC

Dott. Arch. Lara Eusanio
Ordine degli Architetti P.P.C. della Prov. di L'Aquila n° 859

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Ing. T.Berti Nulli
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Ing. L.Spaccini
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott.Ing. M.Abram
Dott.Arch. C.Presciutti
Dott. Agr. F.Berti Nulli
Geom. S.Scopetta
Geom. M.Zucconi
Geom. L.Pacioselli
Dott.Ing. E.Santucci
Dott.Arch. S.Bracchini
Dott.Ing. C.Rossi

MANDANTI:



Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Dott. Ing. G.Pulli
Dott. Ing. V.Piunno



**04.STUDIO IDROLOGICO IDRAULICO
04.01 IDROLOGIA E IDRAULICA
Relazione idrologica e idraulica**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00-ID01-IDR-RE01-A			
PG378	P 23	CODICE ELAB.	T00ID01IDRRE01	A	-
A	Emissione	10/2023	F.Macchioni	V.Rotisciani	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	5
3.1	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	5
3.1.1	PROFILO ALTIMETRICO	6
3.1.2	SEZIONE TIPO.....	7
3.1.3	OPERE D'ARTE.....	8
3.2	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	10
3.3	PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO	13
3.3.1	Pericolosità e rischio idraulico	14
4	INTERFERENZE CON IL RETICOLO IDROGRAFICO	16
4.1	IDENTIFICAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI	16
5	STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO.....	18
5.1	PREMESSA.....	18
5.2	ANALISI REGIONALE DELLE PIOGGE INTENSE	18
5.2.1	Metodologia di calcolo.....	18
5.2.2	Calcolo delle curve di possibilità pluviometrica	24
5.2.3	Stima delle altezze di pioggia per eventi di durata inferiore all'ora	26
5.3	TEMPO DI CORRIVAZIONE E PORTATE DI PROGETTO	27
5.4	CALCOLO DELLA PIOGGIA NETTA.....	29
5.5	CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO.....	33
6	OPERE DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO	36
7	STUDIO IDRAULICO.....	40
7.1	MOTO VARIO BIDIMENSIONALE (HEC-RAS)	40
7.2	GEOMETRIA	42
7.3	CONDIZIONI AL CONTORNO DEL MODELLO	46
7.4	DEFINIZIONE DELLA SCABREZZA.....	48
7.5	SCENARI SIMULATI	49
7.6	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE 2D.....	51
7.6.1	Opere idrauliche	54
7.6.2	Verifiche di compatibilità idraulica	55

Relazione idrologica e idraulica

8	SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA	60
8.1	STIMA DELLA PORTATA MASSIMA DI PIOGGIA E DELLE PIOGGE DI PROGETTO	60
8.2	OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN RILEVATO	62
8.3	OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN VIADOTTO.....	63
8.4	PRESIDI IDRAULICI PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	64
8.5	OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – FOSSI DI GUARDIA	64
8.6	VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO	65
8.7	VERIFICA IDRAULICA DELLE CANALETTE	66
8.8	CAPACITÀ DI SMALTIMENTO DEGLI EMBRICI.....	67
8.9	VERIFICA DEI TRATTI IN VIADOTTO.....	67
9	INVARIANZA IDRAULICA	69

Relazione idrologica e idraulica

1 PREMESSA

Il presente Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE) riguarda *“il miglioramento funzionale dell'attraversamento della Frazione di Serravalle”* sulla S.S.685 Tre Valli Umbre.

Nella presente Relazione idrologico idraulica verranno descritte le interferenze con il reticolo idraulico superficiale, gli studi idrologici e le verifiche di compatibilità idraulica. Saranno indicati anche i criteri di verifica degli elementi di idraulica di piattaforma.

La **finalità generale dell'intervento** è quella di migliorare l'accessibilità all'area del cosiddetto *“Cratere sismico”* (con particolare riferimento alle aree che comprendono i centri di Norcia, e Cascia) dalla viabilità primaria costituita dal tratto della S.S. 685 con origine da Spoleto.

Il tracciato della S.S.685 preso in esame è quello che attraversa l'abitato di Serravalle, all'altezza del quale è presente lo svincolo oggi regolamentato da segnaletica verticale ed orizzontale di *“Stop”* che collega Spoleto-Cascia e Norcia.

L'obiettivo comune alle tre alternative consiste nella velocizzazione del tratto in esame con la realizzazione di un by-pass al paese di Serravalle utilizzando una sezione stradale tipo C2 per le strade extraurbane secondarie prevista dal D.M. del 5 novembre 2001, avente una larghezza complessiva della piattaforma pari a 9,50 m (circa 2,00 m superiore rispetto all'attuale) con le relative prestazioni in termini di intervallo di velocità di progetto, lunghezze minime di visuale libera e di allargamento delle corsie per la corretta iscrizione dei veicoli in curva e per le verifiche di visibilità.

Tale obiettivo deriva dalla volontà di eliminare o mitigare le criticità attualmente presenti nel tratto stradale oggetto di intervento, riassumibili come segue:

- La presenza di un ponte di epoca medioevale di scavalco del fiume Sordo in direzione Cascia le cui dimensioni non consentono il transito contemporaneo di due Bus o mezzi articolati allo stato attuale ha comportato la necessità di regolamentare lo svincolo ponendo due segnali di stop sulla direttrice principale S.S. 685.
- In ingresso all'abitato di Serravalle (direzione Norcia) ai bordi della strada sono presenti due edifici che posti a distanza estremamente ravvicinata limitano la visuale dei veicoli in transito sull'attuale SS685.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito un elenco delle normative vigenti che sono state prese a riferimento per la definizione degli interventi di carattere idraulico.

- Regio Decreto 25 luglio 1904, n°523 "Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie"
- Decreto del Ministero LL.PP. 4 maggio 1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali"
- Circolare n. 34233 del 25 febbraio 1991 del Ministero dei LL.PP. "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali"
- D.M. 17/01/2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n. 42 del 20/02/2018) – comma 5.1.2.4 "Compatibilità idraulica"
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (GU n. 35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n.5) " – cap. 5.1. Ponti stradali – Comma 5.1.2.4 "Compatibilità idraulica"

3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

3.1 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il Tracciato di progetto è realizzato secondo gli standard del DM 2001 con sezione di tipo C2 garantendo una Vp pari a 60km/h limite inferiore dell'intervallo definito dalla norma.

Il tracciato di progetto fino alla pk 0+080 circa si sviluppa sulla sede dell'attuale SS685 Delle Tre Valli Umbre. Da qui poi si distacca, con una curva di raggio R=240 m destrorsa, sviluppandosi in viadotto dalla pk 0+088 alla pk 0+216 ed oltrepassando il fiume Corno con due curve successive sinistrorse rispettivamente di 120 e 80m

Terminato il primo viadotto a tre campate, di lunghezza complessiva L=178 m (73+55+50 m ciascuna), il tracciato presenta un tratto in rilevato tra la pk 0+266 e la pk 0+296 e subito dopo un secondo tratto in viadotto da pk 0+296 a pk 0+346 che consente un secondo scavalco del fiume Corno viadotto ad unica campata di 50m di luce.

Subito dopo il secondo viadotto è presente la rotatoria di svincolo che mette in relazione le tre direzioni Norcia-Cascia-Spoleto la rotatoria si trova circa 4m sopra la quota della strada attuale e 6 m dal piano campagna (lato alveo del Corno).

Al km 0+451 il tracciato prosegue nuovamente in viadotto (viadotto n.3 a tre campate L tot 150m con luce di 47.5m prima e ultima campata e 55m quella centrale) fino al km 0+601 dove riatterra in rilevato fino a rimboccare la galleria esistente. All'imbocco della galleria esistente in direzione Norcia l'intervento di progetto finisce. In questa parte il tracciato si compone di curva in destra da raggio pari a 180m e curva in sinistra di raggio pari a 210m. Il tracciato di progetto si ricollega a quello esistente con una curva destrorsa di raggio 300m.

Sotto la prima campata del viadotto n.3 vengono ripristinate sia la pista ciclabile Spoleto-Norcia, garantendo un'altezza libera di 3.5m e la viabilità di accesso al fabbricato la cui proprietà rimarrebbe altrimenti interclusa, per quest'ultima viabilità viene garantita un'altezza libera pari a 4.5m. La seconda campata scavalca il fiume Sordo, mentre sotto all'ultima campata viene realizzata una nuova viabilità di ricucitura che collega la frazione di Serravalle con il cimitero e il bar-ristorante Da Pietro.

Relazione idrologica e idraulica

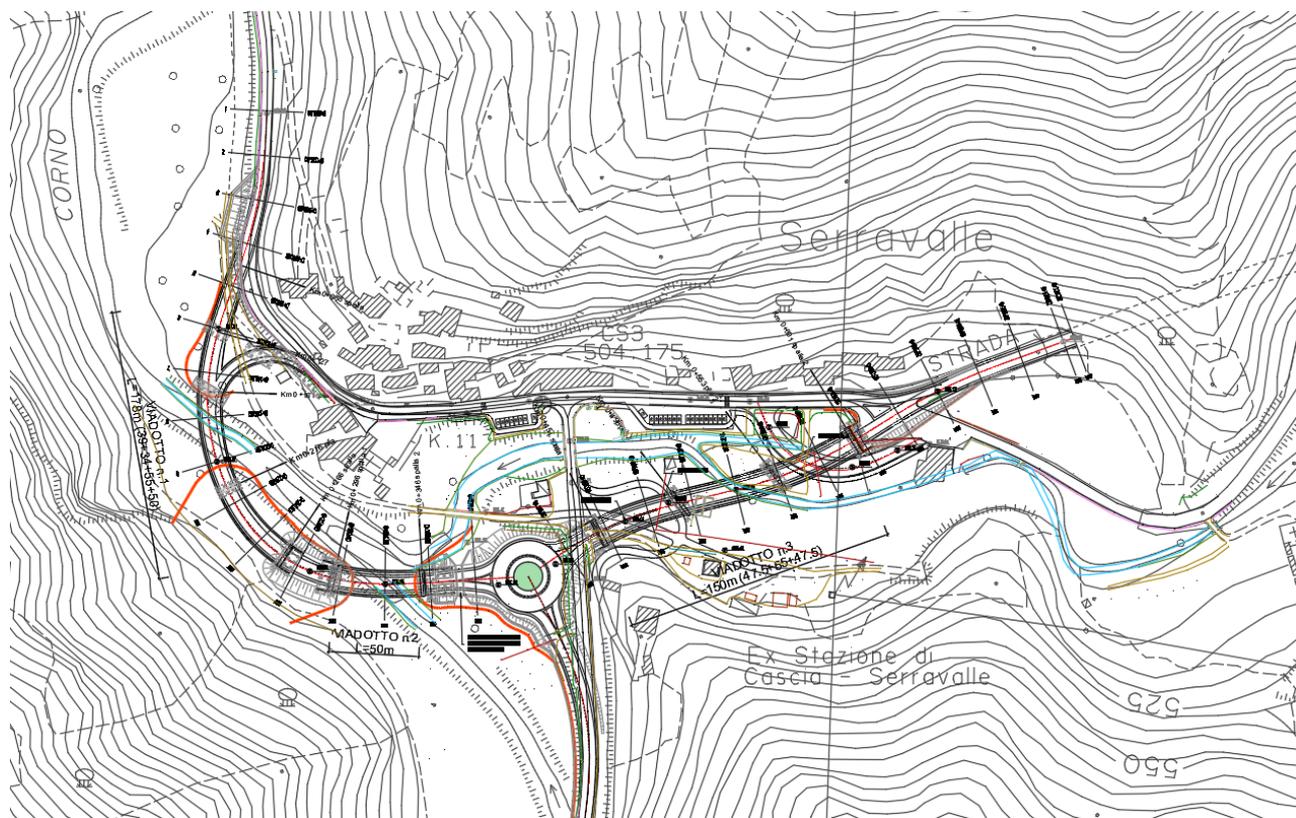


Figura 1 – Planimetria di progetto.

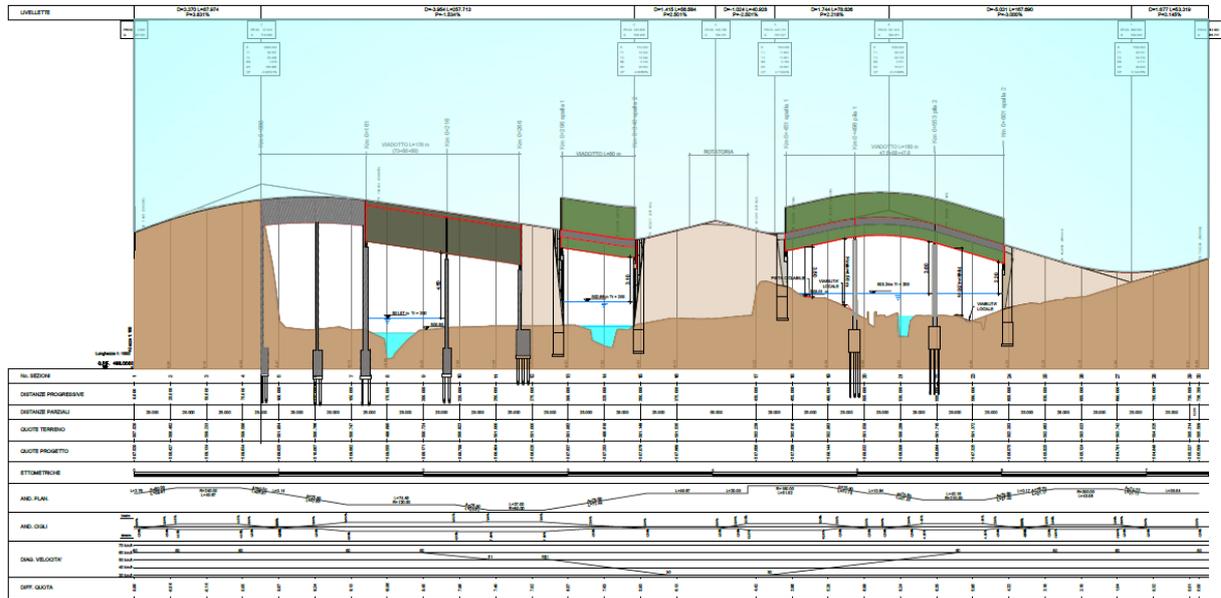
3.1.1 PROFILO ALTIMETRICO

Il profilo altimetrico rispecchia pienamente le caratteristiche di una strada di tipo C2 con pendenza sempre al di sotto del 3% ad eccezione dei punti di raccordo con la viabilità esistente dove si raggiunge anche una pendenza del 3.8%.

Per tutti i ponti di progetto è sempre garantito il franco idraulico di 1.5m previsto dalla norma per la piena con TR200.

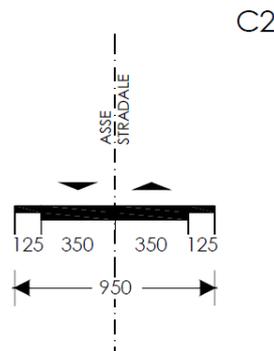
I raccordi altimetrici adottati risultano sempre superiori ai minimi richiesti, al fine di garantire la distanza di visuale libera richiesta per la determinata velocità di progetto nei vari tratti.

Relazione idrologica e idraulica



3.1.2 SEZIONE TIPO

La sezione tipologica stradale è quella di una categoria C2

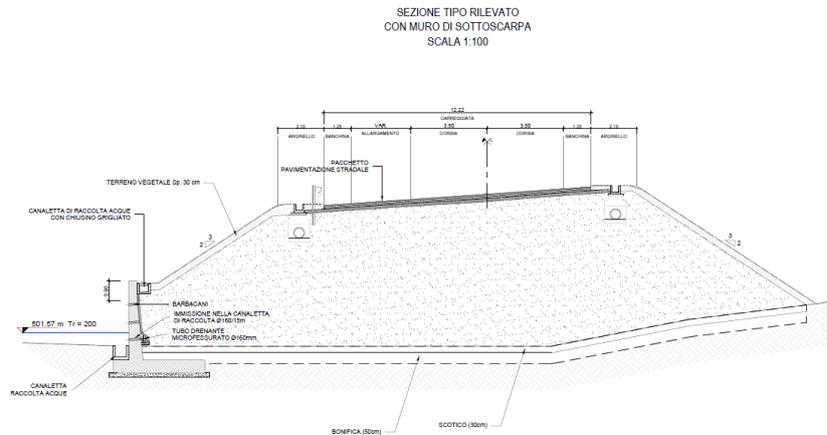


La piattaforma stradale (nei tratti in cui non sono previsti allargamenti delle corsie per la corretta iscrizione dei veicoli in curva e della banchina interno curva, per garantire una sufficiente visuale libera) è così composta:

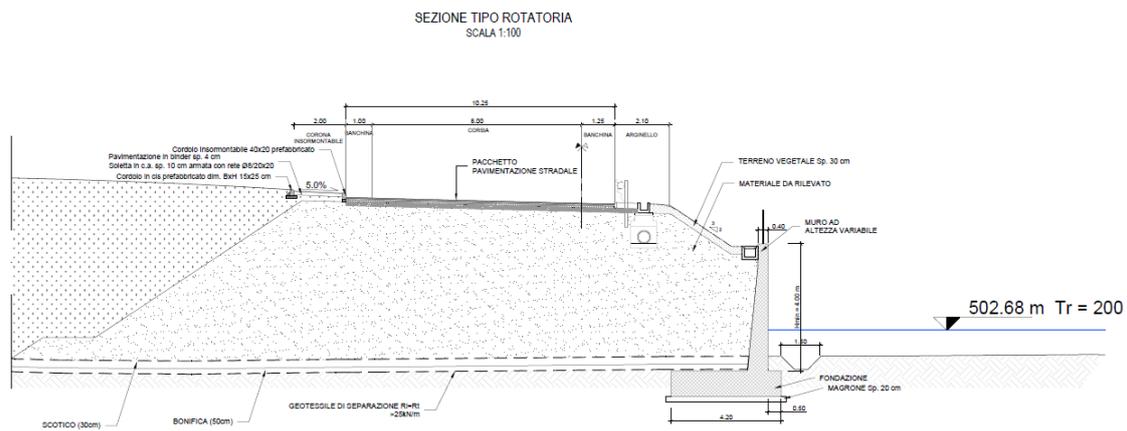
- corsie: n. 2, larghezza 3,50 m
- banchine: n. 2, larghezza 1,25 m
- larghezza totale piattaforma: 9,50 m

La viabilità di progetto si sviluppa per la maggior parte su viadotti (si veda capitolo successivo) e in parte su rilevato stradale di cui si riportano le sezioni tipo

Relazione idrologica e idraulica



La rotatoria di svincolo è realizzata in rilevato che appoggia in parte su piano campagna naturale dove il rilevato è alto circa 6m e in parte sulla attuale strada esistente per Cascia dove la rotatoria si attesta 3m sopra il piano stradale attuale.

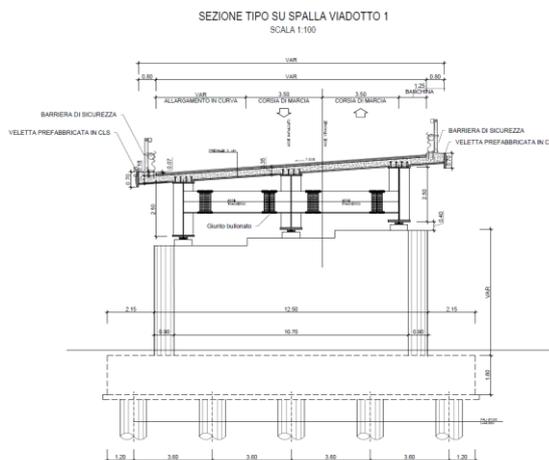


3.1.3 OPERE D'ARTE

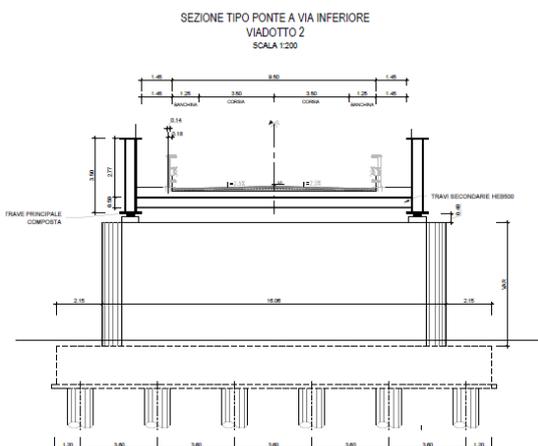
Le opere d'arte maggiori consistono in 3 viadotti:

- Viadotto n.1 (da pk 0+088 alla pk 0+216) di lunghezza complessiva 178m. Il viadotto è costituito da una prima campata di 73 realizzata con una soletta gettata in opera di 1.8m di spessore con dei pilastri a circa metà lunghezza mentre le ultime due campate di luce 55 e 50m rispettivamente sono realizzate con impalcato a soluzione mista acciaio calcestruzzo. Le fondazioni di pile e spalle sono realizzate su pali d=1200mm l=40m)

Relazione idrologica e idraulica

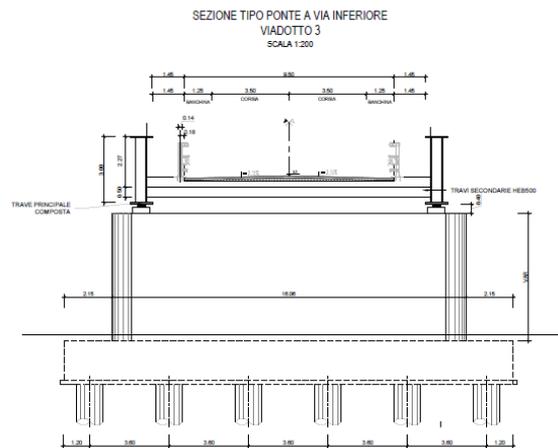


- Viadotto n.2 (da pk 0+296 alla pk 0+346) di luce pari a 50m. L'impalcato è realizzato con una struttura in acciaio a via inferiore con travi di altezza pari a 3.5m. Le fondazioni delle pile sono realizzate su pali d=1200mm l=40m)



- Viadotto n.3 (da pk 0+296 alla pk 0+346) di luce complessiva pari a 150m. L'impalcato è realizzato con una struttura in acciaio a via inferiore con travi di altezza pari a 3m le campate sono rispettivamente di 47.5, 55, e 47.5. Le fondazioni delle pile sono realizzate su pali d=1200mm l=40m)

Relazione idrologica e idraulica



3.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'intervento progettuale si colloca nella Valnerina, una stretta valle che nasce presso i Monti Sibillini nelle Marche e si estende tra le province di Perugia, Terni, Macerata e Rieti.

In questo punto si ha la confluenza del Fiume Sordo nel Fiume Corno, affluente del fiume Nera.

Il bacino del fiume Nera presenta una superficie totale di 4.311 km². Il bacino è prevalentemente montuoso e presenta la quota media più alta tra i vari bacini umbri (909 m s.l.m.). La quota massima viene raggiunta dal M. Vettore (2.476 m), ma anche le quote degli altri rilievi superano spesso i 1.500 m. È caratterizzato dalla prevalenza di terreni calcarei ad elevata permeabilità e solo su ridotte estensioni (meno del 15% del totale) sono presenti terreni poco permeabili.

Il fiume Nera ha origine nei Monti Sibillini ad una quota di circa 1.800 m s.l.m. e scorre per circa 125 chilometri fino alla sua confluenza con il fiume Tevere nella porzione più meridionale della regione. Nel suo tratto montano riceve i contributi dei suoi affluenti principali: in sinistra idrografica, il fiume Velino e il fiume Corno (lunghezza complessiva 56 Km), che a sua volta riceve le acque del fiume Sordo, in destra idrografica, il torrente Vigi. A valle della confluenza con il fiume Velino, tra gli abitati di Terni e Narni, il fiume Nera scorre in un'ampia conca valliva denominata Conca Ternana, sede di un importante acquifero alluvionale. Più a valle, all'altezza di Narni, solca trasversalmente la struttura carbonatica dei monti di Narni e d'Amelia, incidendo profonde gole (Gole del Nera), per poi confluire nel Tevere dopo aver attraversato un'area valliva di modesta ampiezza. La pendenza media dell'alveo fino alla confluenza con il fiume Velino è di circa l'1%; a valle della confluenza la pendenza media scende a 0,3%. La densità di drenaggio è 1,12 km/km².

Nella parte sud-orientale della porzione umbra del bacino si trova il Lago di Piediluco, che rappresenta il secondo lago della regione per estensione. Lo specchio lacustre, caratterizzato da una forma allungata, occupa una superficie pari a 1.7 km² e ha un perimetro di circa 15 km. La profondità media è di circa 10 metri e massima di 20 metri. In condizioni di massimo invaso, a quota 369 m s.l.m., il lago presenta una capacità di poco superiore a 17 Mm³, che scende a meno di 15 Mm³ alla quota di minimo invaso, 367,5 m s.l.m. Un canale artificiale di circa 400 metri collega il lago con il fiume Velino, che a sua volta confluisce nel fiume Nera dopo un salto di circa 200 metri, la Cascata delle Marmore. Una diga realizzata a monte della cascata, regola il deflusso delle acque del lago verso le centrali idroelettriche. Il lago di Piediluco funziona, pertanto, da bacino

Relazione idrologica e idraulica

di ritenuta, mentre il fiume Velino agisce alternativamente da immissario o da emissario in funzione delle esigenze delle centrali.

Il fiume Nera è interessato lungo il suo corso da alcune importanti derivazioni che ne modificano il deflusso naturale. Le principali sono, nel tratto montano, il Canale del Medio Nera e il Canale Recentino. Il Canale del Medio Nera ha origine a Triponzo nell'Alta Valnerina e dopo un percorso di 42 chilometri sfocia nel Lago di Piediluco, con funzione di derivare verso il Lago, per scopi idroelettrici, parte delle acque del fiume Nera e dei suoi affluenti Corno e Vigi. Con l'apertura del Canale del Medio Nera, nel 1932, il bacino imbrifero naturale del lago è stato ampliato dagli originari 74 km² a 2.097 km². Il Canale Recentino, di lunghezza complessiva pari a circa 8 km, devia parte delle acque del fiume Nera nel tratto di attraversamento della Conca Ternana per andare ad alimentare il lago dell'Aia.

Il lago dell'Aia, conosciuto anche come Lago di Narni o Lago di Recentino, è un piccolo invaso artificiale ottenuto dallo sbarramento del torrente omonimo. Posto a quota 110 m s.l.m., presenta un volume di invaso massimo di 2 Mm³.

Nel tratto finale del fiume Nera è stato inoltre realizzato un invaso artificiale a scopi idroelettrici, il Lago di San Liberato, che presenta un volume di massimo invaso pari a circa 6 Mm³.

Per quanto riguarda le acque sotterranee infine, oltre all'acquifero alluvionale della Conca Ternana, il bacino comprende alcuni corpi idrici carbonatici tra i più importanti della regione. Il tratto montano della porzione umbra del bacino è costituito dalla struttura dei Monti della Valnerina sede di risorse idriche sotterranee di grande interesse. La porzione centrale del bacino comprende parte della struttura dei Monti Martani e nella sua parte sud occidentale quella dei Monti di Narni e d'Amelia.

Relazione idrologica e idraulica

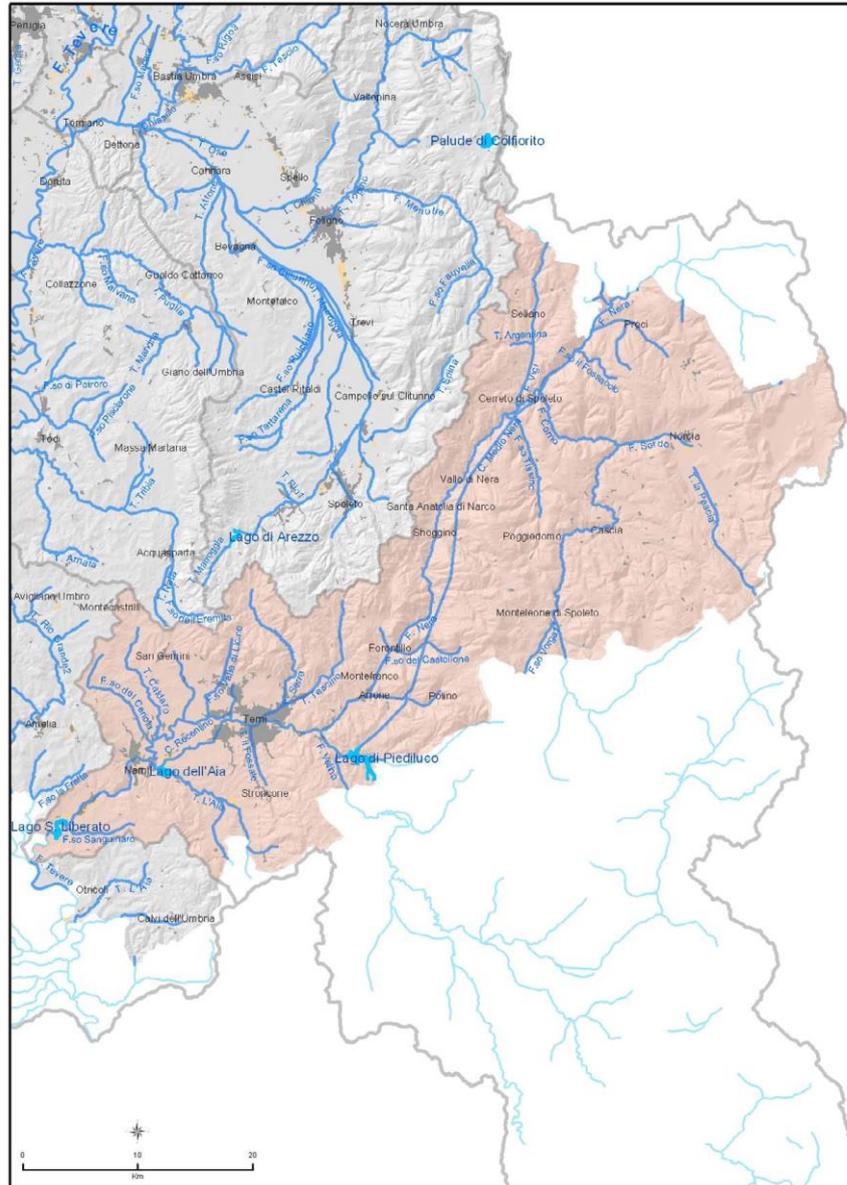


Figura 2 – Corografia bacino fiume Nera

I corsi d'acqua, seppure non numerosi, presentano una portata scarsamente variabile nel tempo in virtù della forte permeabilità del bacino. Le precipitazioni, spesso sotto forma di neve che normalmente permane per lungo tempo sulle dorsali più alte del bacino, vengono restituite con continuità senza risentire annate particolarmente siccitose. Da quanto detto si può immaginare che i vari corsi d'acqua che compongono il reticolo idrografico del bacino del Nera non subiscono, per quanto riguarda la portata, variazioni di rilievo nelle diverse stagioni. Infatti, il reticolo idrografico del bacino è caratterizzato da corsi d'acqua a regime costante che apportano al fiume Nera il loro contributo di acque fresche e ben ossigenate.

Il fiume Corno nasce dal monte Terminillo, nel Lazio, ad oltre 2 000 m. di quota, e scorre verso nord con corso inizialmente torrentizio lungo la Vallonina, fino in corrispondenza del rifugio omonimo, dove piega ad ovest, per riprendere poi verso nord. Qui riceve da sinistra le acque del torrente Rio Fuggio, proveniente dal monte

Relazione idrologica e idraulica

Corno (1735 m). Prosegue poi fino a sboccare nell'altopiano di Leonessa dove bagna il borgo omonimo. In questo primo tratto è affiancato dalla strada provinciale 10 della Sella di Leonessa.

Da qui entra poi in Umbria lambendo il comune di Monteleone di Spoleto presso la frazione Ruscio, dove riceve da sinistra le acque del Fosso Vorga, proveniente dal Monte Tilia, proseguendo verso nord-nord-est, fino a sotto la frazione di Roccaporena (Cascia), dove piega a est-nord-est e costeggia il lato nord di Cascia. Poco oltre riceve da destra le acque del torrente Civita, che nasce sotto il monte Torrato (1459 m),[6] per poi prendere a scorrere verso nord-ovest (più oltre verso nord e poi nord-est) in un fondovalle decisamente incassato. Da qui, dopo un percorso di una decina di chilometri giunge, girando intorno alle falde del monte Argentigli (927 m) sulla sua sinistra, presso la frazione di Serravalle di Norcia; qui il fiume riceve da destra il torrente Sordo, che nasce dalle forche di Ancarano, a 1.017 m s.l.m, sotto il monte Patino (1885 m).

Il Sordo è il suo principale tributario che, rimpinguato dalle copiose risorgive della Piana di Santa Scolastica e delle "Marcite" (Norcia), gli aumenta assai copiosamente la portata (il Corno diviene un fiume vero e proprio dopo questa confluenza) dopodiché, volgendo ad ovest, entra nelle suggestive Strette di Biselli, tratto selvaggio e spettacolare per le sue gole profonde.

3.3 PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

L'area interessata dall'intervento progettuale ricade nell'ambito territoriale di competenza dell'Autorità Distrettuale dell'Appennino Centrale, ex Autorità di Bacino del Fiume Tevere (ABT).

L'ABT ha approvato negli scorsi anni diversi piani riguardanti l'assetto idrogeologico della zona in esame. A tal proposito si citano:

- La Prima elaborazione del Progetto del Piano di Bacino del Fiume Tevere, adottato dal Comitato Istituzionale dell'ABT con delibera n. 80 del 28 settembre 1999;
- Il Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico, adottato con delibera n. 101 dal Comitato Istituzionale dell'ABT nella seduta del 1 agosto 2002 ed approvato con DPCM del 10 Novembre 2006, pubblicato nella G.U. n. 33 del 9 Febbraio 2007 e successivamente sostituito dal 6° stralcio funzionale – P.S. 6 – per l'assetto idrogeologico – PAI – primo aggiornamento, adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino del fiume Tevere con deliberazione n. 125 del 18 luglio 2012 ed approvato con DPCM del 10 aprile 2013, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 12 agosto 2013;
- Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale, redatto ai sensi della Direttiva Europea 2007/60/CE e del Decreto Legislativo n. 49 del 23 febbraio 2010, adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, costituito ai sensi dell'art. 12, comma 3, della legge n. 182/1989 e integrato dai componenti designati dalle Regioni il cui territorio ricade nel Distretto Idrografico non già rappresentato nel medesimo Comitato, nella seduta del 17 dicembre 2015 ed approvato con DPCM 27 ottobre 2016, pubblicato sulla GU n. 28 del 3 febbraio 2017.

Il PAI si configura come lo strumento di pianificazione territoriale attraverso il quale l'Autorità di Bacino si propone di determinare un assetto territoriale che assicuri condizioni di equilibrio e compatibilità tra le dinamiche idrogeologiche e la crescente antropizzazione del territorio e di ottenere la messa in sicurezza degli insediamenti ed infrastrutture esistenti e lo sviluppo compatibile delle attività future.

Il PAI persegue il miglioramento dell'assetto idrogeologico del bacino attraverso interventi strutturali (a carattere preventivo e per la riduzione del rischio) e disposizioni normative per la corretta gestione del territorio, la prevenzione di nuove situazioni di rischio, l'applicazione di misure di salvaguardia in casi di rischio accertato. Ciò secondo tre linee di attività:

Relazione idrologica e idraulica

1. il Rischio idraulico (aree inondabili delle piane alluvionali),
2. il Rischio geologico (dissesti di versante e movimenti gravitativi),
3. l'efficienza dei bacini montani in termini di difesa idrogeologica.

Il Piano è stato infatti sviluppato sulle seguenti linee di attività:

- l'individuazione della pericolosità da frana e la perimetrazione delle situazioni di maggior rischio;
- l'individuazione della pericolosità e del rischio idraulico con riferimento al reticolo principale, secondario e minore, attraverso la perimetrazione delle aree inondabili per diversi tempi di ritorno e la valutazione del rischio degli elementi esposti;
- la valutazione dell'efficienza idrogeologica dei versanti del bacino, con riferimento a 181 sottobacini considerati come unità territoriali di riferimento;
- l'analisi dei trend delle dinamiche idrogeologiche e dell'antropizzazione del territorio onde individuare le maggiori criticità e delineare le priorità di intervento;
- la definizione di un complesso di interventi a carattere strutturale e normativo.

3.3.1 Pericolosità e rischio idraulico

Il processo di redazione delle mappe di pericolosità e rischio idraulico, secondo quanto descritto nel Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale, viene sintetizzato come segue.

A partire dal reticolo idrografico, su cui era disponibile la definizione delle caratteristiche idrauliche dei fenomeni alluvionali pericolosi, è stata operata una "trasformata omogenea" delle caratteristiche idrauliche. Tale operazione ha condotto a relazionare le porzioni di territorio già definite come fasce di assetto idraulico A, B e C del PAI, comunque interessate da fenomeni di esondazione e riconducibili ai tre scenari definiti dalla Direttiva Alluvioni (evento raro, medio e frequente), a tre livelli di pericolosità omogenei:

- P1 evento riconducibile a tempo di ritorno minore uguale di 50 anni;
- P2 evento riconducibile a tempo di ritorno minore uguale di 200 anni;
- P3 evento riconducibile a tempo di ritorno maggiore di 200 anni.

Per la caratterizzazione degli elementi esposti ai fenomeni che potessero generare Rischio (inteso come prodotto della relazione tra pericolosità e danno potenziale sull'elemento sottoposto agli effetti del fenomeno alluvionale) si è operata una omogeneizzazione delle categorie di "Uso del Suolo", come derivate dalle carte regionali più aggiornate disponibili.

Tale attività ha dato luogo alle Carte definibili del Danno Potenziale (Da o Db) in cui sono rappresentate, sulla base di una articolata e complessa legenda, le macrocategorie di beni (ambientali o antropici). Il concetto di riferimento è abbastanza chiaro in quanto trattasi di categorie sulle quali si può stimare un effetto omogeneo da parte del fenomeno alluvionale e per le quali, senza operare l'analisi di vulnerabilità del singolo elemento strutturale o ambientale, se ne può derivare la classe di rischio di appartenenza.

L'incrocio matriciale tra Classe di Danno (variabile da 1 a 4 secondo il potenziale effetto direttamente derivato dal tipo di bene classificato) e Classe di Pericolosità determina, secondo la matrice definita dalle linee di indirizzo Ministeriale, la relativa Classe di Rischio compresa tra R1 e R4.

Si riportano le aree di rischio e pericolosità nella zona d'interesse.

Relazione idrologica e idraulica

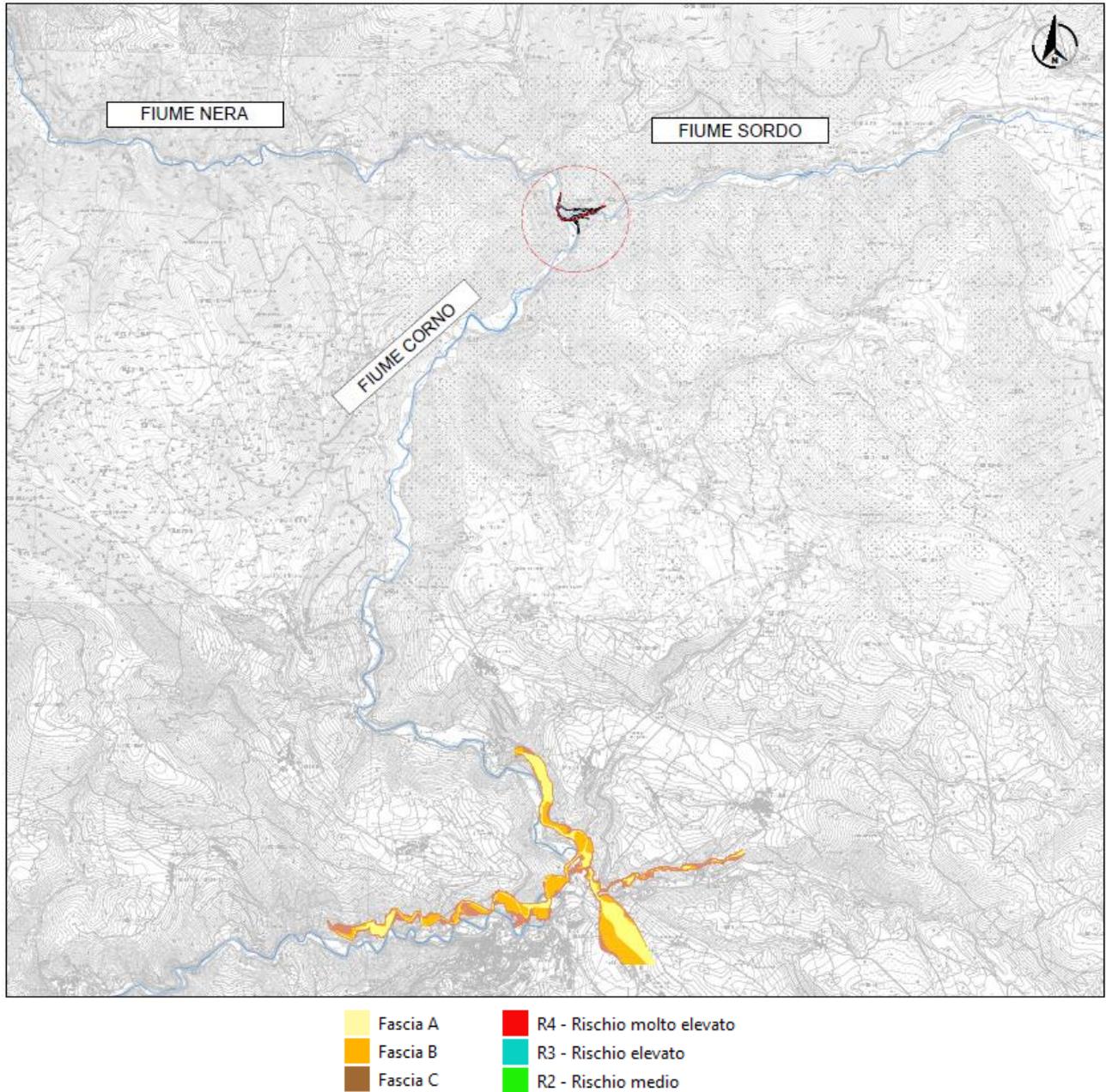


Figura 3 – Rischio e pericolosità idraulica

4 INTERFERENZE CON IL RETICOLO IDROGRAFICO

Il tratto di strada oggetto di intervento, insiste in spazi molto costretti compresi nel fondovalle dei due corsi d'acqua: il Sordo e il Corno, di seguito si riporta un breve excursus delle preesistenze di cui è necessario tener conto durante la progettazione.

Come anticipato la strada esistente costeggia il fiume Sordo e il fiume Corno

Il **fiume Corno** nasce dal monte Terminillo, nel Lazio, ad oltre 2.000 m. di quota, e scorre verso nord con corso inizialmente torrentizio. Entra poi in Umbria lambendo il comune di Monteleone di Spoleto e successivamente costeggia il lato nord di Cascia, presso la frazione di Serravalle di Norcia; qui il fiume riceve da destra il torrente Sordo, che nasce dalle forche di Ancarani, a 1.017 m s.l.m, sotto il monte Patino (1885 m).

Il **Sordo** è il suo principale tributario che, rimpinguato dalle copiose risorgive della Piana di Santa Scolastica e delle "Marcite" (Norcia), gli aumenta assai copiosamente la portata (il Corno diviene un fiume vero e proprio dopo questa confluenza) dopodiché, volgendo ad ovest, entra nelle suggestive Strette di Biselli, tratto selvaggio e spettacolare per le sue gole profonde, assai noto a chi pratica canoa e rafting. La sua portata è assai copiosa e quasi costante per tutto l'anno (circa 30 m³/s). Da qui in poi, scorre vicino al tracciato dell'ex ferrovia Spoleto-Norcia.

4.1 IDENTIFICAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI

Il presente paragrafo si focalizza sulla definizione idrologica dei corsi d'acqua naturali e dei relativi bacini interferenti con il sedime stradale di progetto. Tale indagine risulta finalizzata alla determinazione degli idrogrammi di portata di piena per assegnata sezione di chiusura e periodo di ritorno.

Ai fini della trattazione sviluppata in seguito, si riportano i dati morfometrici dei bacini interferiti dal tracciato in progetto.

Lo studio idrologico è articolato nelle seguenti fasi:

- Analisi dei bacini idrografici interferenti con il tracciato di progetto finalizzata alla determinazione delle relative caratteristiche geomorfologiche (area del bacino, curva ipsografica, lunghezza e pendenza media dell'asta principale, quota massima, minima e media) e dei conseguenti tempi di corrivazione;
- Determinazione dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica;
- Determinazione delle altezze di pioggia lorde per i bacini di interesse;
- Determinazione delle portate di progetto per tempi di ritorno di 25, 50, 100 e 200 anni.

I bacini idrografici sono individuati utilizzando la Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000.

Per la stima dei deflussi lungo i corsi d'acqua oggetto dello studio si è proceduto alla delimitazione dei bacini imbriferi contribuenti ed al calcolo dei parametri fisici fondamentali:

A = superficie del bacino (km²)

L = lunghezza del percorso idraulico più lungo (km)

H_{max} = quota massima (m s.l.m.)

H_{min} = quota minima (m s.l.m.)

H_{med} = quota media (m s.l.m.)

$H_{maxasta}$ = quota massima dell'asta fluviale (m s.l.m.)

i_{med} = pendenza media dell'asta fluviale (%)

Relazione idrologica e idraulica

Dallo studio è stata riscontrata l'interferenza con 2 corpi idrici, sono quindi stati individuati 2 bacini idrografici principali.

Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	L asta (m)	Area bacino (kmq)	I media asta (m/m)	H0 (m slm)	Hmax (m slm)	Hmedia (m slm)	Hmax asta (m slm)
1	S1	Fiume Corno	41706.0	366.76	0.03	519.0	1905.0	1212.0	1866.0
2	B1	Fiume Sordo	23683.0	138.70	0.04	521.0	1799.0	1160.0	1511.0

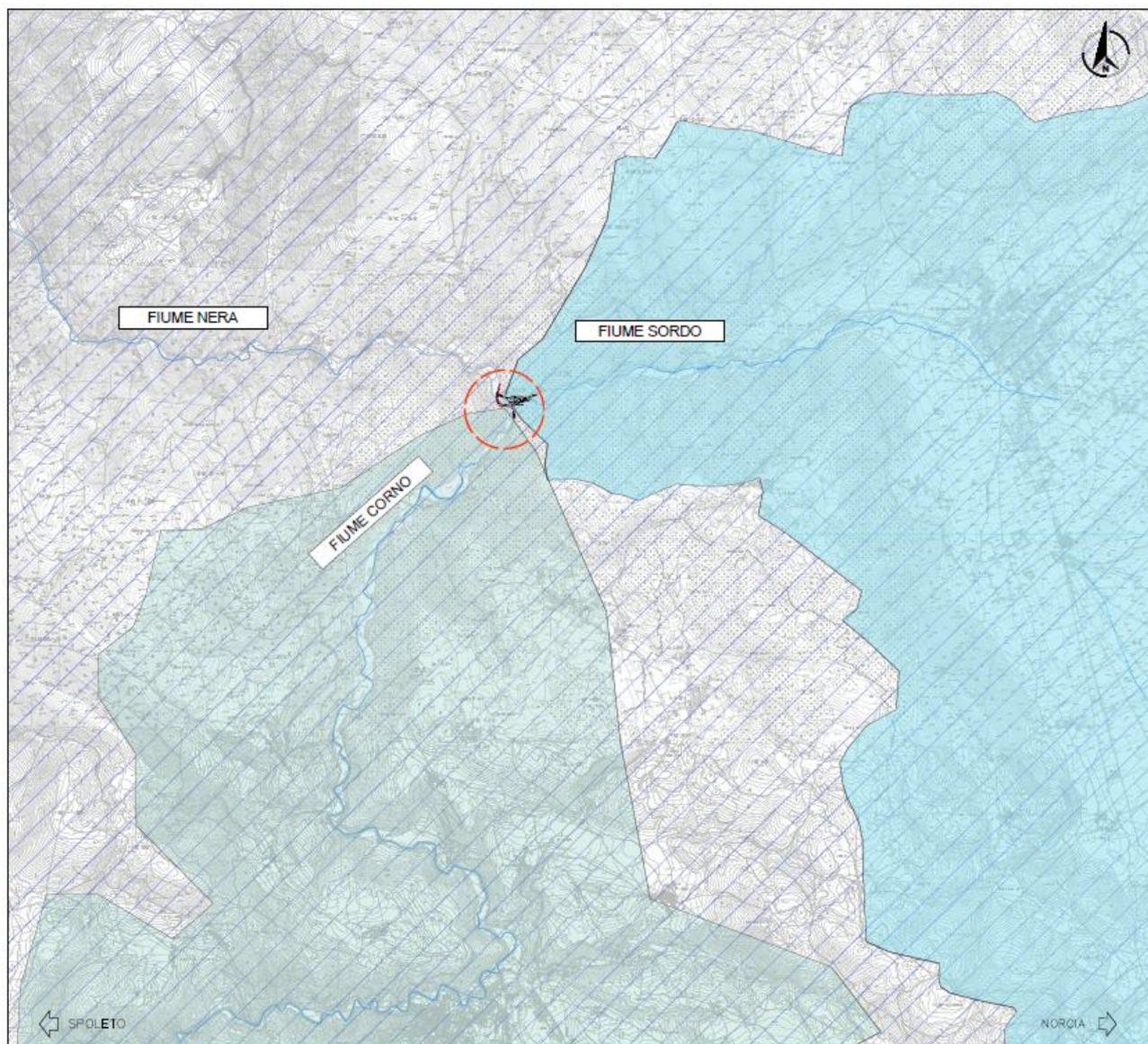


Figura 4 – Bacini interferenti con il tracciato di progetto

5 STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO

5.1 PREMESSA

La definizione delle curve di possibilità pluviometrica relative al territorio di interesse per l'infrastruttura in progetto è eseguita attraverso la procedura regionalizzazione delle piogge intense elaborata per la Regione Umbria.

Nei successivi paragrafi sono riportati gli elementi utili alla definizione delle curve di possibilità climatica secondo ciascuno il metodo adottato, utilizzando una relazione monomia a due parametri del tipo:

$$h = a d^n$$

con h = altezza di precipitazione;
 d = durata;
 a, n = parametri caratteristici della curva.

Tale relazione presenta l'inconveniente di fornire valori di intensità di pioggia tendenti all'infinito per le basse durate. A questa incongruenza si è ovviato considerando per a e n valori diversi per i vari campi di applicazione: un valore per l'intervallo 1-24 ore e un altro per durate inferiori all'ora.

5.2 ANALISI REGIONALE DELLE PIOGGE INTENSE

5.2.1 Metodologia di calcolo

Per la stima delle precipitazioni di progetto si è presa a riferimento lo studio "Revisione della regionalizzazione delle piogge intense mediante analisi della variabilità spazio - temporale delle precipitazioni intense" redatto nel 2019 che aggiorna e implementa lo studio "Analisi delle Precipitazioni Intense in Umbria – Regione Umbria, IRPI, Università degli Studi Perugia e Ordine degli Ingegneri di Perugia" redatto nel 2016.

Il punto di partenza dello studio è costituito dalle curve di probabilità pluviometrica ottenute attraverso l'analisi statistica delle altezze di pioggia massime annuali delle stazioni pluviometriche disponibili al 31 dicembre 2015, laddove la numerosità di questi ultimi lo ha reso possibile (Morbidelli et al., 2016). Le stazioni per le quali è stato effettuato questo tipo di analisi sono 46 e sono ben distribuite sul territorio regionale. Lo studio di regionalizzazione delle precipitazioni analizza in forma congiunta i dati di pioggia delle stazioni pluviometriche valutandone il grado di omogeneità a partire dagli esiti dello studio a scala locale di Morbidelli et al. (2016).

Nello studio sono stati ottenuti i valori di pioggia regionalizzati per i tempi di ritorno (TR) pari a 2, 5, 10, 25, 50, 100 e 200 anni e durata (D) pari a 1, 3, 6, 12, 24, 48 ore, pubblicati nel sito: <https://servizioidrografico.regione.umbria.it/regionalizzazione>.

Metodo probabilistico utilizzato

La scelta del modello probabilistico regionale per l'area di studio è basata sull'analisi statistica locale sviluppata da Morbidelli et al. (2016) per la regione Umbria, che ha utilizzato la distribuzione della Generalized Extreme Value (GEV) per individuare la legge di possibilità pluviometrica per ciascuna stazione.

Per la scelta della legge di distribuzione GEV, la probabilità di non superamento, $P(x)$, è definita dalla forma:

$$P(x) = \exp \left\{ - \left[1 - \frac{k(x-u)}{\sigma} \right]^{(1/k)} \right\}$$

Relazione idrologica e idraulica

con x variabile casuale, k , σ e u parametri della distribuzione che possono essere stimati con diverse tecniche. Il parametro k è un fattore di forma e governa il comportamento della coda della distribuzione, il parametro σ è un fattore di scala e assume valori positivi, mentre il parametro u è un fattore di posizione e assume valori reali. L'analisi regionale consiste nel definire, in riferimento ad una regione omogenea, la variabile casuale $x' = X/m$ ottenuta adimensionalizzando i valori della variabile originaria X costituita da tutte le osservazioni di precipitazione nella regione rispetto ad una grandezza indice m ; il valore della grandezza indice si può inferire dalla media della distribuzione riferita al campione costituito dai valori h_D dei massimi annuali dell'altezza di pioggia di prefissata durata osservati in ciascuna stazione della regione. La tecnica di analisi regionale adottata è basata sull'approccio di Hosking et al. (1985) per la stima regionale dei parametri della distribuzione GEV con un modello di tipo non gerarchico. La procedura non gerarchica si basa sull'individuazione di regioni omogenee dove il coefficiente di variazione e di asimmetria sono pressoché costanti e nelle quali risulta identicamente distribuita la variabile $x' = h_D/m$, di assegnato tempo di ritorno $T = 1/[1 - P(x')]$, dove si ribadisce che $P(x')$ è la probabilità di non superamento di x' espresso dalla GEV, h_D rappresenta il massimo annuale dell'altezza di pioggia di prefissata durata riferito ad una stazione pluviometrica interna alla zona omogenea e m la grandezza indice della stazione. In altri termini, il campione regionale x' è ottenuto dall'insieme dei valori x'_i di ciascuna stazione i appartenente alla regione. Possono dunque essere stimati per la $P(x')$, i tre parametri regionali della distribuzione GEV per il campione riferito ad una prefissata durata ottenendo così la possibilità di descrivere la curva di crescita, ovvero il fattore adimensionale, $K_D(T)$, che esprime la variazione dell'altezza di precipitazione di durata D in funzione del tempo di ritorno T .

Una volta definita la curva di crescita $K_D(T)$ ed una relazione che permetta il calcolo della grandezza indice m , la stima della variabile di assegnato tempo di ritorno, $h_D K_D(T)$, per il sito j , risulta esprimibile mediante il prodotto:

$$h_j(D, T) = m_{j,D} K_D(T)$$

in cui $m_{j,D}$, è la grandezza indice relativa al sito di interesse e per la durata D considerata, e $K_D(T)$ è la curva di crescita della regione omogenea a cui il sito appartiene. La grandezza indice $m_{j,D}$, viene stimata sulla base di una analisi spaziale della media dei valori massimi annuali dell'altezza di precipitazione di durata D registrati in ciascuna stazione dell'area omogenea e che coincide con la media della distribuzione.

Da un punto di vista operativo, per ogni durata D di precipitazione la regionalizzazione GEV di tipo non gerarchico prevede i seguenti passi:

- identificazione di zone omogenee mediante l'analisi del coefficiente di variazione e di asimmetria;
- calcolo della grandezza indice come media campionaria dei dati relativi a ciascuna stazione pluviometrica;
- normalizzazione del campione di ogni stazione, i cui valori sono divisi per la corrispondente media;
- regolarizzazione del campione composto dai dati normalizzati di tutte le stazioni comprese nella medesima zona omogenea, mediante una opportuna distribuzione di probabilità, e individuazione della corrispondente curva di crescita;
- verifica a posteriori dell'omogeneità delle zone precedentemente identificate mediante test

Analisi regionalizzata con modello GEV non gerarchico

Per la regionalizzazione delle piogge intense sono stati utilizzati i dati di pioggia osservati, registrati per la maggior parte delle stazioni con intervallo temporale di 1 minuto dal 1992 al 2015. I dati sono stati aggregati su diversi intervalli temporali al fine di estrarre i valori massimi annuali di pioggia relativamente alle durate (D) di 1, 3, 6, 12, 24, 36 e 48 ore.

Relazione idrologica e idraulica

La distribuzione spaziale delle stazioni e il relativo valore medio delle altezze di pioggia massime annuali di durata pari a 24 ore ad una risoluzione di 1 km sono rappresentate nella figura seguente.

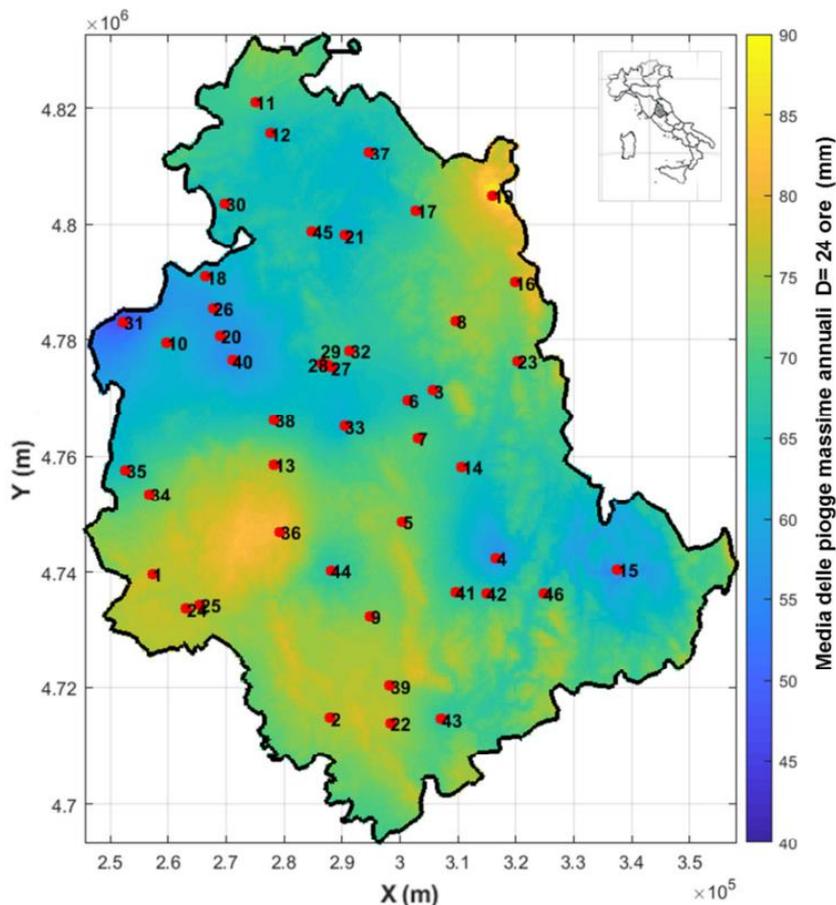


Figura 5 - Media delle piogge massime annuali di durata pari a 24 ore nella Regione Umbria. I punti rossi indicano la posizione delle stazioni indicizzate

Individuazione zone omogenee e determinazione fattori di crescita

L'ipotesi di regionalizzazione è basata sull'individuazione delle zone omogenee dove risulta costante il coefficiente di variazione e di asimmetria e identicamente distribuita la variabile $x' = h_D/m$ che comporta la costanza sia del coefficiente di variazione che del coefficiente di asimmetria, per le piogge di diversa durata. Le analisi condotte hanno suggerito che l'intera regione Umbria non potesse essere classificata come regione omogenea e che fosse opportuno delimitare aree differenti dove il coefficiente di variazione e di asimmetria fossero analoghi. Ai fini quindi della regionalizzazione sono state individuate due regioni omogenee, indicate di seguito come Zona 1 e Zona 2, in cui i valori dei coefficienti risultano abbastanza omogenei.

Relazione idrologica e idraulica

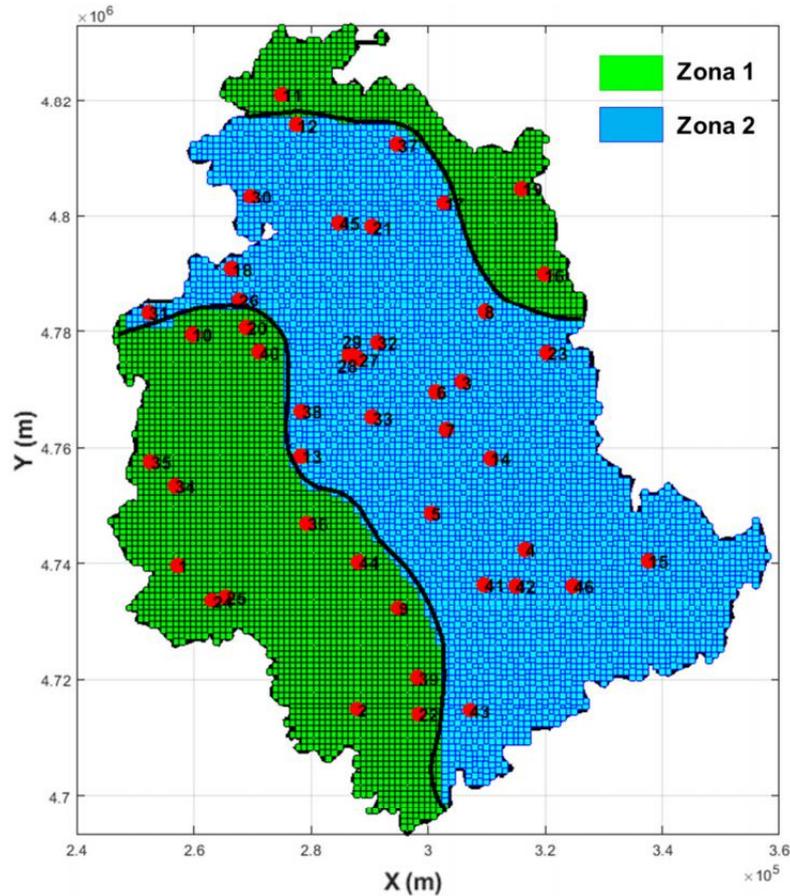


Figura 6 - Suddivisione della Regione Umbria in zone omogenee. I punti rossi indicano la posizione delle stazioni indicizzate

La regolarizzazione del campione composto dai dati normalizzati di tutte le stazioni comprese nella medesima zona omogenea ha evidenziato che solo per la Zona 2 è possibile supporre l'invarianza del fattore di crescita atteso in funzione della durata D , $K_D(T) = K_T$, per ciascun tempo di ritorno T , come mostrato nella tabella seguente. Per la Zona 1, invece, l'invarianza del fattore di crescita può essere assunto per le durate superiori alle 3 ore e per quelle di 1 ora e 3 ore. Nella tabella seguente vengono anche mostrate le relazioni che approssimano la dipendenza lineare del fattore di crescita K_T in funzione del $\ln(T)$.

Relazione idrologica e idraulica

Tabella 1 - Fattori di crescita (K_T) attesi per le piogge relative alle due zone omogenee per diversi tempi di ritorno (T). Vengono mostrate le relazioni lineari che approssimano la dipendenza di K_T in funzione del $\ln(T)$.

ZONA 1 (durate 1-3 ore) $K_T=0,631+0,3809 \ln(T)$		ZONA 1 (durate 6-48 ore) $K_T=0,4898+0,4671 \ln(T)$		ZONA 2 (durate 1-48 ore) $K_T= 0,7483+0,2972 \ln(T)$	
T (anni)	K_T	T (anni)	K_T	T (anni)	K_T
2	0,92	2	0,90	2	0,94
5	1,25	5	1,25	5	1,24
10	1,50	10	1,52	10	1,44
25	1,83	25	1,92	25	1,71
50	2,10	50	2,26	50	1,91
100	2,38	100	2,64	100	2,11
200	2,69	200	3,07	200	2,32

Analisi regionale della grandezza indice

È stata assunta come pioggia indice la media della distribuzione GEV, $\mu(D)$, che nei siti osservati è rappresentata dalla media campionaria. Considerando la pioggia di durata 24 ore, $D=24$, per ciascuna stazione, i , è stata determinata una relazione che consente di ottenere il valore medio riferito alla durata D , $m_i(D)$, a partire da $m_i(24)$:

$$m_i(D) = m_i(24) \left(\frac{D}{24}\right)^\alpha$$

con $\alpha=0,27$ per la Zona 1 e $\alpha=0,26$ per la Zona 2. Il coefficiente di determinazione, R^2 , per tutti i siti è risultato superiore a 0,99, mostrando l'affidabilità della relazione.

Il valore quindi dell'altezza di pioggia $h(D, T)$ di fissata durata e tempo di ritorno, per ciascuna stazione i , può essere ricavato grazie al fattore di crescita K_T , come riportato nell'equazione seguente:

$$h_i(D, T) = m_i(D)K_T = m_i(24) \left(\frac{D}{24}\right)^\alpha K_T$$

Al fine di regionalizzare la pioggia indice, trasferendo di fatto il modello probabilistico a siti privi di osservazioni, in letteratura la procedura prevede l'individuazione di relazioni che legano la grandezza indice a variabili geomorfologiche e/o climatiche (Brath et al. 1998; Rossi e Villani, 1994). In tale contesto, si è deciso di utilizzare il modello del Kriging universale dove le informazioni del modello digitale del terreno con risoluzione di 1 km sono state utilizzate come deriva esterna (Webster e Oliver, 2007). È stata quindi realizzata una mappa regionale della pioggia $m(24)$ su un grigliato a maglie di 1 km, da cui è possibile individuare i valori medi delle piogge massime annuali di durata inferiore alle 24 ore.

Considerando che l'utilizzo del Kriging non è un approccio speditivo, sono state realizzate 42 mappe di risoluzione 1 km, ciascuna corrispondente ad una determinata durata (1, 3, 6, 12, 24, 36 e 48) e ad un fissato tempo di ritorno (2, 5, 10, 25, 50, 100 e 200 anni).

Le mappe hanno caratteristiche tali da essere implementate sulla piattaforma web-gis del Servizio Idrografico Regionale.

Relazione idrologica e idraulica

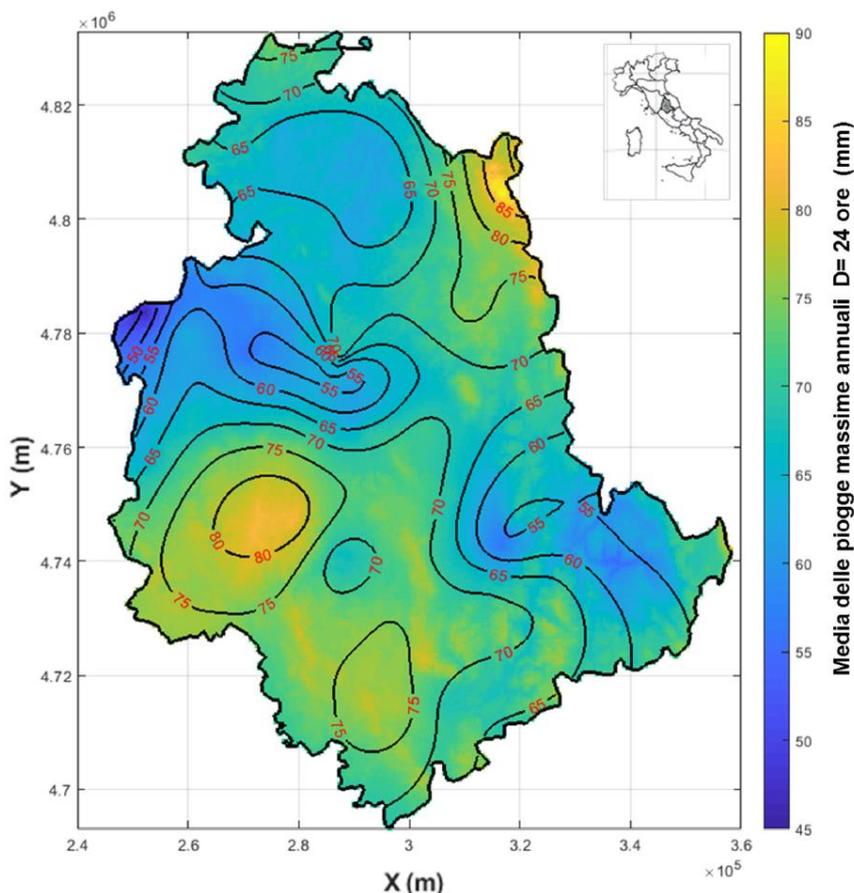


Figura 7 - Mappa delle isoiete per la pioggia di durata D=24 ore

Confronto tra LSPP puntuali e GEV regionale

I risultati della procedura di regionalizzazione ottenuti confrontando le LSPP puntuali e quelle ricavate dalla GEV regionale per tutte le stazioni pluviometriche utilizzate per la procedura di regionalizzazione si evidenzia che la procedura di regionalizzazione conduce ad una sovrastima dello spessore di pioggia locale per bassi tempi di ritorno mentre sottostima le piogge massime di durata 24 ore per alti tempi di ritorno (>50 anni).

In particolare, si passa da una differenza assoluta percentuale media sulle 46 stazioni pari a 4,3% per un tempo di ritorno di 5 anni ad una differenza assoluta percentuale pari a circa 11% per un tempo di ritorno di 200 anni. Analizzando il comportamento nelle zone di regionalizzazione si nota che per tutti i tempi di ritorno analizzati per la Zona 2 le differenze sono più elevate. Soprattutto per bassi tempi di ritorno la differenza relativa nella Zona 2 è circa il doppio di quella della Zona 1, mentre tale diversità di comportamento per le due zone diminuisce all'aumentare del tempo di ritorno.

Relazione idrologica e idraulica

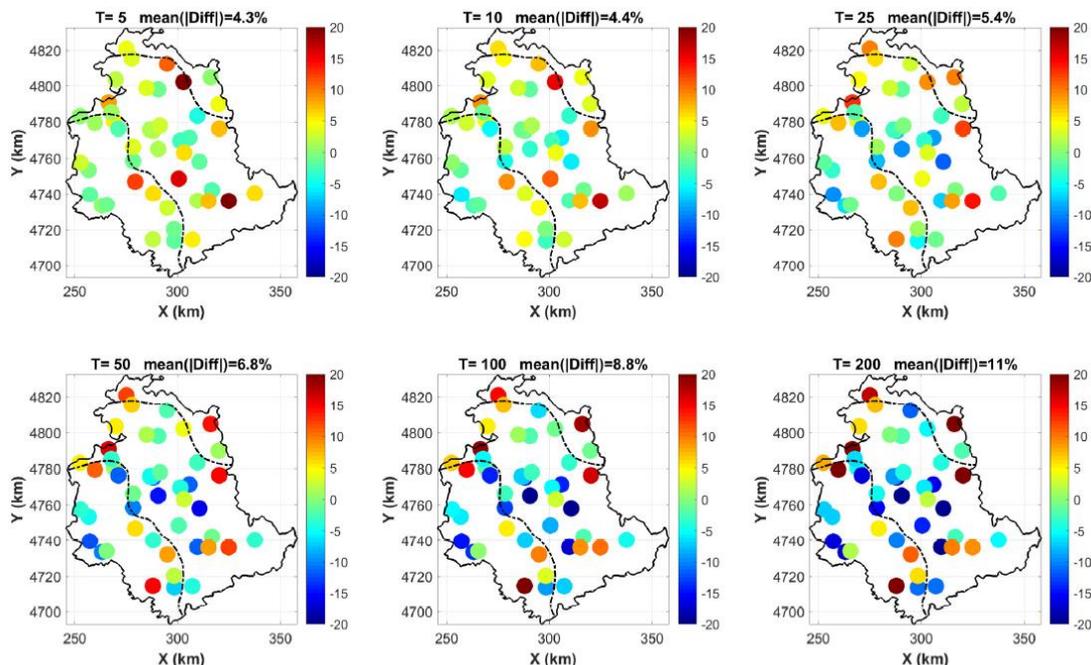


Figura 8 - Differenza relativa percentuale tra le altezze di pioggia ottenute dalla regionalizzazione proposta e quelle ricavate dalle LSPP dei singoli pluviometri, per D=24 ore e per diversi tempi di ritorno.

5.2.2 Calcolo delle curve di possibilità pluviometrica

Il valore dell'altezza di pioggia è espresso dalla relazione:

$$h_i(D, T) = m_i(D)K_T = m_i(24) \left(\frac{D}{24}\right)^\alpha K_T$$

dove $m_i(24)$ è l'altezza di pioggia media per durata 24 ore relativa la punto i-esimo, D è la durata della pioggia (in ore), α è un coefficiente variabile in funzione della zona e K_{TR} è il fattore di crescita che varia a seconda della Zona, del tempo di ritorno TR (anni) e della durata della pioggia D .

α e K_{TR} possono essere stimati come in tabella seguente:

Tabella 2 - Valori del coefficiente α e Fattori di crescita (K_{TR}) attesi per le piogge relative alle due zone omogenee per diversi tempi di ritorno (TR).

Coefficiente	ZONA 1		ZONA 2
α	0.27		0.26
K_{TR}	(durate 1-3 ore)	(durate 6-48 ore)	(durate 1-48 ore)
	$K_{TR}=0.631+0.3809 \ln(TR)$	$K_{TR}=0.4898+0.4671 \ln(TR)$	$K_{TR}=0.7483+0.2972 \ln(TR)$

Relazione idrologica e idraulica

Il valore $m_i(24)$ è ricavabile dalla piattaforma web-gis del Servizio Idrografico Regionale selezionando il punto sulla mappa grigliata 1kmx1km attivando il layer "Coefficienti". Nel caso in esame è stato preso il valore più alto tra quelli presenti lungo il tracciato in oggetto.

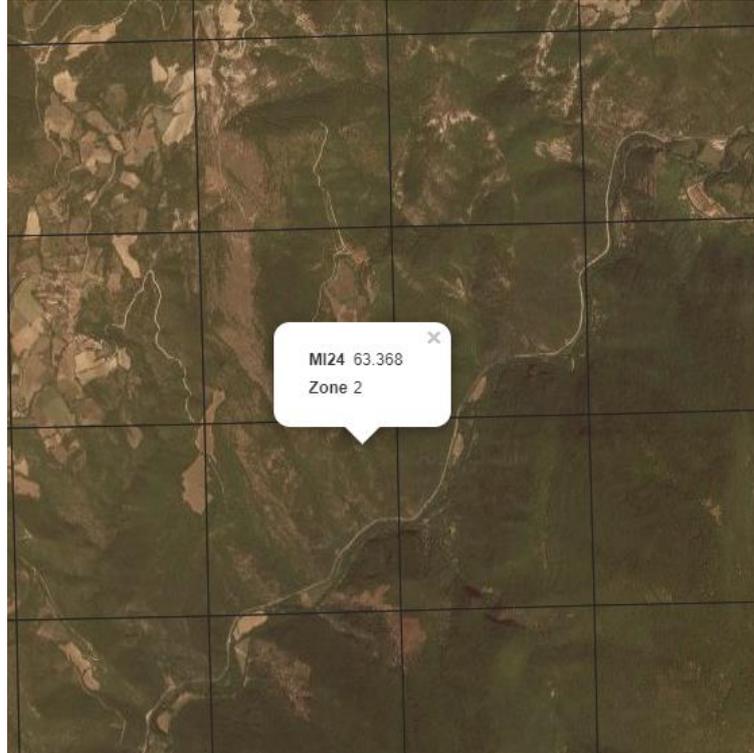


Figura 9 - Valore di $m_i(24)$ e la relativa zona di appartenenza per un punto all'interno della griglia di regionalizzazione.

Si determinano, una volta determinati i parametri $m_i(24)$, α e K_{TR} , i corrispondenti quantili h . Per ciascun tempo di ritorno, le altezze massime di pioggia di fissata durata vengono interpolate con la legge caratteristica delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica:

$$h = a d^n$$

con a ed n parametri di forma caratteristici delle suddette curve.

Relazione idrologica e idraulica

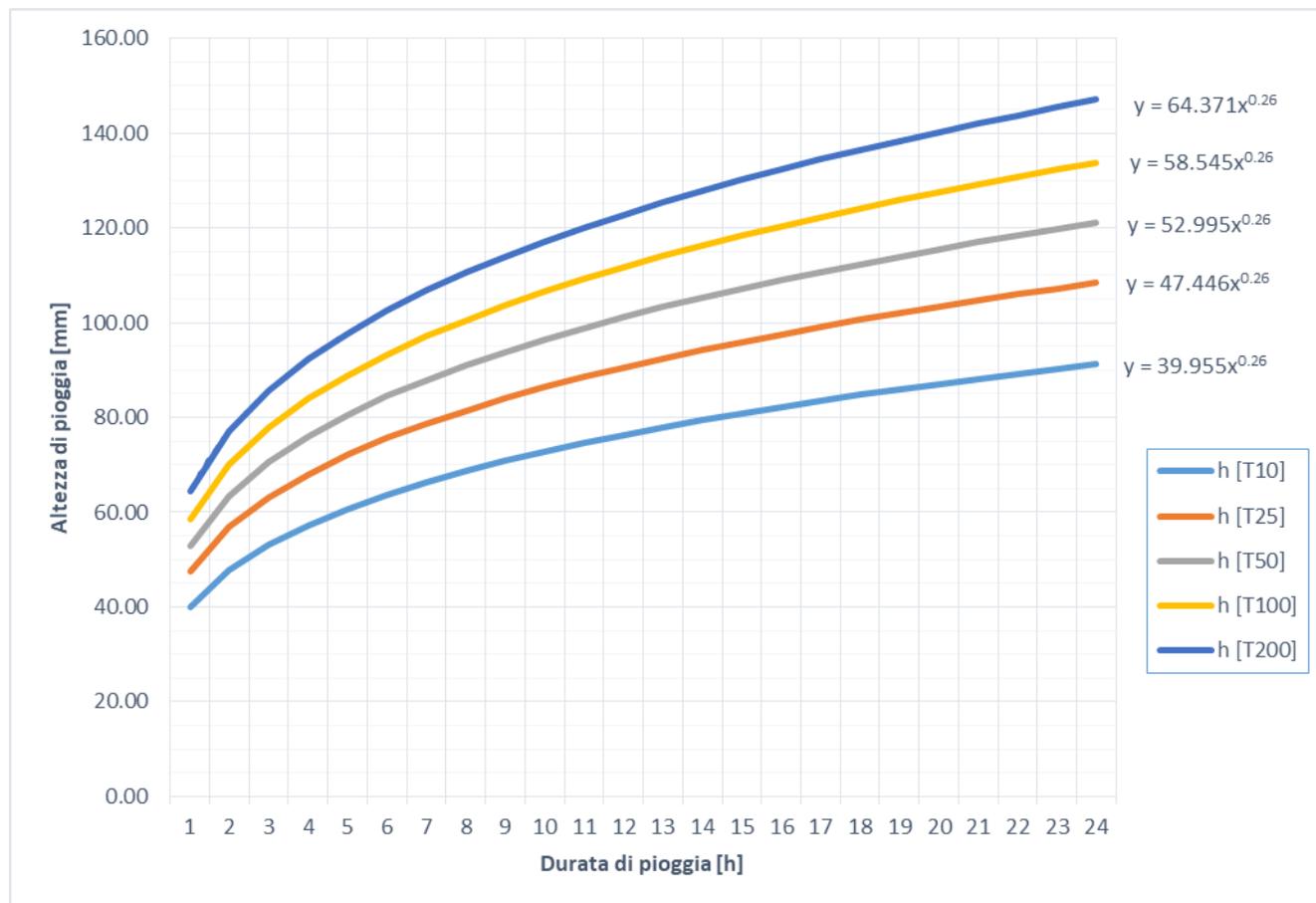


Figura 10 – Curve di possibilità pluviometrica

Tabella 3 – Parametri delle curve di possibilità pluviometrica

Tempi di ritorno (anni)	$h = a \cdot t^n$	
	$a(T)$	n
10	39.96	0.26
25	47.45	0.26
50	53.00	0.26
100	58.55	0.26
200	64.37	0.26

5.2.3 Stima delle altezze di pioggia per eventi di durata inferiore all'ora

Per il calcolo delle portate dei bacini minori e per il dimensionamento del sistema di smaltimento delle acque di piattaforma e di versante, in ragione dei modesti tempi di corrivazione (sempre inferiori ad 1 ora) risultano di interesse le curve di possibilità pluviometrica relative a brevi durate ($d < 1$ ora).

È stato però dimostrato (Bell, 1969) che il rapporto tra l'altezza di pioggia h , con t minore di 60 minuti, e l'altezza di pioggia h di durata 60 minuti, a parità di tempo di ritorno T , è dipendente solo dalla durata t espressa in minuti:

Relazione idrologica e idraulica

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

Avendo indicato con f un simbolo funzionale. Per tempi di pioggia inferiore a mezz'ora, viene raccomandata una relazione empirica sviluppata nell'ambito di studi idrologici condotti in America:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,54t^{0,25} - 0,5$$

A partire dalla massima pioggia di durata oraria, si ricavano le corrispondenti altezze di pioggia di durata pari a frazioni di ora.

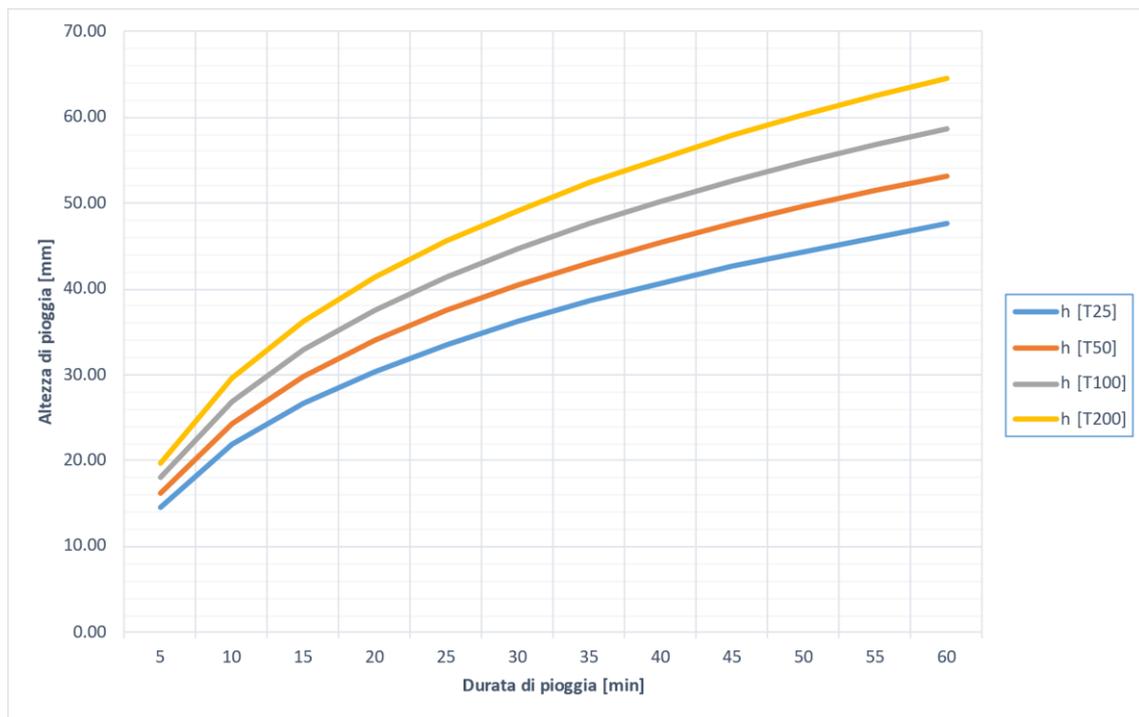


Figura 11 - Curve di possibilità pluviometrica per D<1 ora

5.3 TEMPO DI CORRIVAZIONE E PORTATE DI PROGETTO

Il calcolo del tempo di corrivazione (t_c) individua la durata dell'evento di precipitazione critico per il bacino. La sua stima può essere effettuata utilizzando una delle diverse formulazioni empiriche o semi-empiriche che ne correlano il valore a caratteri morfologici del bacino idrografico o dell'asta fluviale.

La scelta della formula per il calcolo del tempo di corrivazione è uno dei momenti critici della procedura qui descritta. Infatti, questo parametro è di tipo soggettivo e quindi la sua definizione è legata all'esperienza del progettista, che potrà avvalersi anche di quanto presente in letteratura o raccomandato dall'Autorità di Bacino, tenendo presente che una sottostima del tempo di corrivazione tenderà a fornire delle portate di maggior valore e viceversa.

Relazione idrologica e idraulica

Nell'ambito del presente studio, si è fatto riferimento a quattro diverse formulazioni, ciascuna riconosciuta affidabile per la stima del tempo di corrivazione di bacini idrografici di determinate estensioni.

Tutte le formulazioni risultano ampiamente documentate in letteratura e di consolidato uso nella pratica progettuale.

Formola di Pezzoli:

$$t_c = 0.055 * \left(\frac{L}{I^{0.5}} \right)$$

dove:

- L è la lunghezza dell'asta fluviale [km];
- I è la pendenza media del reticolo idrografico [m/m].

Formola di Kirpich:

$$t_c = 0.066 * \left(\frac{L^{0.77}}{I^{0.385}} \right)$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione [h];
- L è la lunghezza dell'asta fluviale [km];
- I è la pendenza media del reticolo idrografico [m/m].

Formola di Ventura:

$$t_c = 0.1272 * (A/I)^{0.50}$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione [h];
- A è l'area del bacino [kmq];
- I è la pendenza media dell'asta fluviale [m/m].

Formola di Pasini:

$$t_c = \frac{0.108 * (A * L)^{1/3}}{I^{1/2}}$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione [h];
- A è l'area del bacino [kmq];
- L è la lunghezza dell'asta fluviale [km];
- I è la pendenza media dell'asta fluviale [m/m].

Relazione idrologica e idraulica

I calcoli idrologici del tempo di corrivazione e delle portate al colmo vengono chiaramente riferiti alla sezione di chiusura, la cui ubicazione, così come la perimetrazione dei relativi bacini idrografici sono riportate nelle corografie dei bacini idrografici.

Di seguito sono riportati i principali parametri morfologici e fisiografici dei bacini, necessari alla stima dei tempi di corrivazione.

Tabella 4 - Caratteristiche morfologiche e fisiografiche dei bacini idrografici.

Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	L asta (m)	Area bacino (kmq)	I media asta (m/m)	H0 (m slm)	Hmax (m slm)	Hmedia (m slm)	Hmax asta (m slm)
1	S1	Fiume Corno	41706.0	366.76	0.03	519.0	1905.0	1212.0	1866.0
2	B1	Fiume Sordo	23683.0	138.70	0.04	521.0	1799.0	1160.0	1511.0

Attraverso la stima di tali parametri si è quindi proceduto alla stima dei tempi di corrivazione nelle diverse sezioni di chiusura attraverso le relazioni precedentemente descritte. I tempi di corrivazione calcolati adottati sono in via cautelativa pari al valore minimo tra quelli ottenuti. Nel caso tale valore risulti inferiore a 15 minuti (i.e. 0.25 ore), quest'ultimo sarà adottato come tempo di corrivazione di progetto.

Tale scelta discende dalla definizione più generale di tempo di corrivazione, inteso come somma dei tempi di accesso alla rete idrografica (o di ruscellamento) e di percorrenza lungo il reticolo idraulico.

Per il primo (i.e. tempo di accesso alla rete idrografica) si assumono comunemente valori compresi tra 5 e 10 minuti, per tenere conto dell'effetto di invaso che si ha all'inizio della precipitazione. In presenza di bacini di ridotta dimensione non si possono adottare valori inferiori, anche perché in alcuni casi non fisicamente realistici, soprattutto in termini di intensità di pioggia.

Tuttavia, adottando dei valori inferiori ai 15 minuti sono in seguito state ottenute delle portate di entità inferiore rispetto a quelle ottenute adottando tempi di corrivazione di 15 minuti, per cui tale valore risulta il più idoneo ai fini della progettazione e della verifica di compatibilità idraulica.

Tabella 5 – Tempi di corrivazione adottati

Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	Ventura (h)	Pasini (h)	Kirpich (h)	Pezzoli (h)	Adottato (h)
1	S1	Fiume Corno	13.55	14.92	4.38	12.76	4.38
2	B1	Fiume Sordo	7.33	7.85	2.56	6.37	2.56

5.4 CALCOLO DELLA PIOGGIA NETTA

Il calcolo della pioggia netta, ovvero del volume della piena, viene effettuato in base al metodo del Curve Number, formulato dal Soil Conservation Service nel 1972, già sopra brevemente descritto.

Come esposto, tale metodo mette in relazione l'altezza H di pioggia affluita con l'altezza di pioggia netta h_n defluita in rete, attraverso la seguente formula:

$$h_{netta}(t) = \frac{[H(t) - I]^2}{H(t) - I + S}$$

dove:

Relazione idrologica e idraulica

- S rappresenta la massima ritenzione potenziale del bacino ed è funzione del tipo di terreno, del suo grado di saturazione e dell'uso del suolo, e viene espresso sotto la forma:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

- in cui, CN o "Runoff Number" è il coefficiente sperimentale che dipende dal tipo di suolo e dal loro uso, come riportato nelle successive figure.
- I è lo spessore totale di pioggia ritenuto fra t=0 e l'istante di raggiungimento del ponding; viene espresso come:

$$I = 0.20 * S$$

Il Soil Conservation Service (SCS) sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento, ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A, B, C, D):

- Gruppo A - Scarsa potenzialità di deflusso: comprende forti spessori di sabbia con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde, molto permeabili.
- Gruppo B – Potenzialità di deflusso moderatamente bassa: comprende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
- Gruppo C – Potenzialità di deflusso moderatamente alta: comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
- Gruppo D - Potenzialità di deflusso molto elevata: comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Per tali gruppi si riportano i valori del parametro CN corrispondenti a diverse tipologie di utilizzo del suolo.

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

Figura 12 Classi di tipo di suolo secondo il metodo SCS – CN.

Relazione idrologica e idraulica

Tipo di copertura (uso del suolo)	TIPO SUOLO			
	A	B	C	D
TERRENO COLTIVATO				
Senza trattamento di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
TERRENO DA PASCOLO				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	90
PRATERIE				
Buone condizioni	30	58	71	78
TERRENI BOSCOSI O FORESTATI				
Terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI				
Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
AREE COMMERCIALI (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
DISTRETTI INDUSTRIALI (imper. 72%)	81	88	91	93
AREE RESIDENZIALI				
Impermeabilità media %	77	85	90	92
65	61	75	83	87
38	57	72	81	86
30	54	70	80	85
25	51	68	79	84
PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI	98	98	98	98
STRADE				
Pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Figura 13 Valori del Curve Number al variare della classe di tipo di suolo e dell'uso del suolo.

I valori del CN riportati si riferiscono ad una condizione di umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico di tipo standard, precisamente quella intermedia indicata come AMC II (Antecedent Moisture Condition II).

La classe di tipo di suolo da adottare per i bacini idrografici è stata valutata utilizzando le evidenze della carta idrogeologica della Regione Umbria per la valutazione della classe di permeabilità del suolo. La tipologia dei complessi idrogeologici costituenti i bacini idrografici di calcolo, costituiti prevalentemente da calcari, calcari marnosi ed in minor misura depositi alluvionali ha condotto a caratterizzare il suolo, secondo le classi proposte dal metodo del Curve Number, nel tipo C.

Il tipo di suolo è stato dedotto dall'uso del suolo riportato nel Corine Land Cover (CLC) dell'area d'interesse.

Relazione idrologica e idraulica

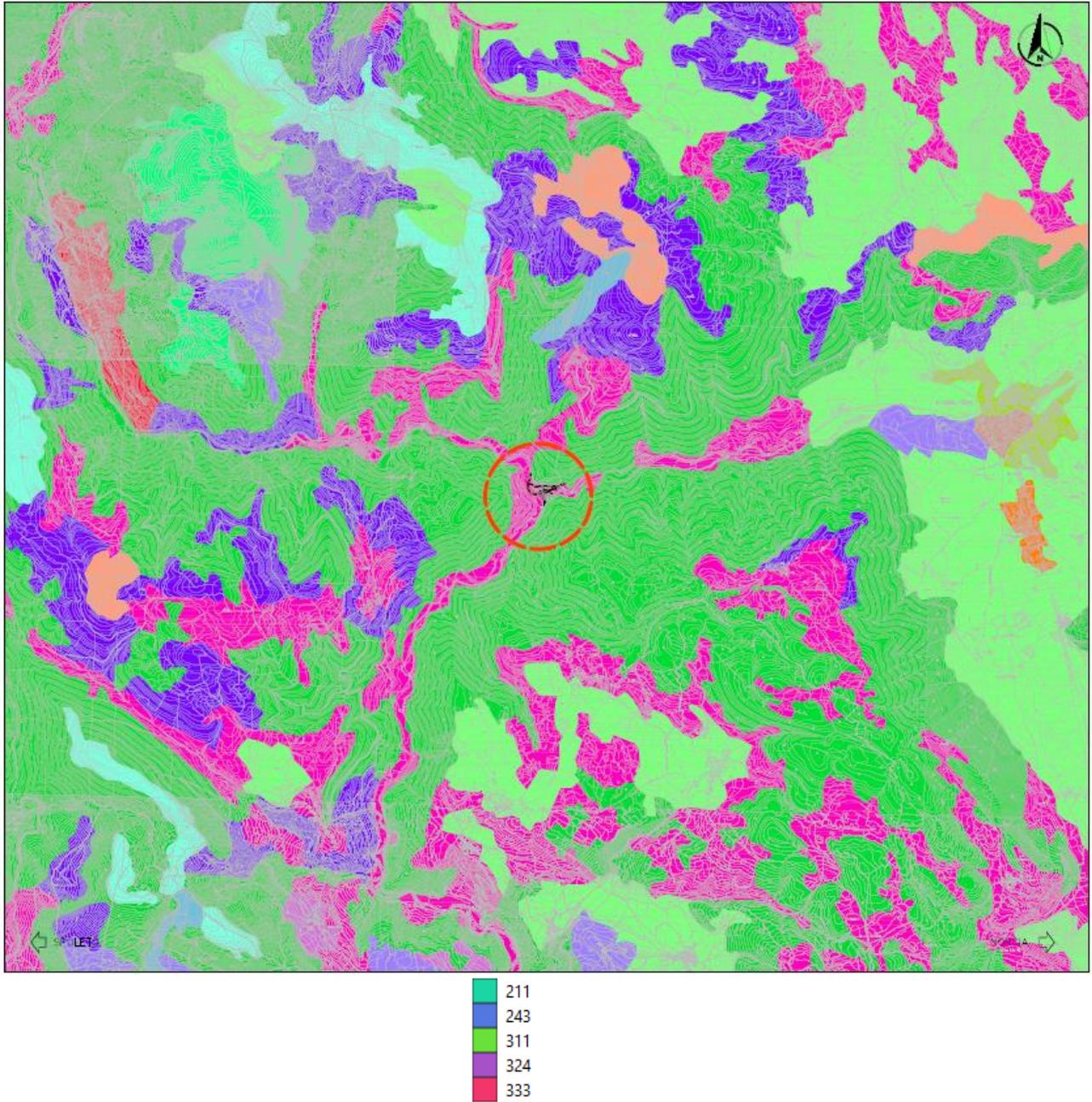


Figura 14 – Uso del suolo dei bacini idrografici

La tipologia di copertura e i relativi coefficienti del Curve Number utilizzati sono riportati nella tabella seguente:

Relazione idrologica e idraulica

Tabella 6 - Destinazioni d'uso del suolo e valori del CN presenti nei bacini idrografici

CODE_18	Usa del suolo	CN II
211	Seminativi in aree non irrigue	66
243	Aree prevalentemente occupate da colture agrarie	60
311	Boschi di latifoglie	35
324	Aree a vegetazione boschiva ed arbustiva in evoluzione	38
333	Aree con vegetazione rada	48

Ad ogni bacino è stato assegnato un valore del CN, ottenuto come media pesata sulla base della superficie ricoperta da ogni tipologia di copertura. Di seguito si riportano le tabelle con l'uso del suolo e i valori del Curve Number relativi ai bacini idrografici.

Una volta desunto il parametro CN per ogni sottobacino, si è proceduto nella stima dello stesso in funzione della classe AMC, utilizzando la seguente tabella:

Tabella 7 - Attribuzione della classe AMC

Classe AMC	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	< 12.7 mm	<35.5 mm
II	12.7-28.0 mm	35.5-53.3 mm
III	>28.0 mm	>53.3 mm

I valori nella tabella si riferiscono a tre diverse condizioni (AMC-I, AMC-II e AMC-III, da potenziale di infiltrazione massimo a minimo), definite in funzione dell'altezza di pioggia caduta nei cinque giorni precedenti l'evento. Il valore del CN-III è stato dunque calcolato con la seguente:

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Nel caso in esame viene attribuito al suolo la classe AMC II.

Di seguito si riportano i valori delle aree dei bacini, il calcolo di CN, di S e di I.

Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	L asta (m)	Area bacino (mq)	CN II
1	S1	Fiume Corno	41706	366761354	60
2	B1	Fiume Sordo	23683	138699644	49

Figura 15 Tabella con i valori del Curve Number

5.5 CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO

Il calcolo della portata al colmo deve essere determinato sulla base di una forma predefinita di idrogramma e quindi uguagliando l'apporto meteorico efficace al volume di deflusso.

Relazione idrologica e idraulica

Nel caso in esame i bacini studiati, che contribuiscono all'apporto della portata di progetto nei vari corpi idrici, hanno dimensioni notevolmente differenti ma caratteristiche morfologiche simili poiché si tratta di corsi d'acqua a regime torrentizio.

Si considera un idrogramma triangolare isoscele, comunemente utilizzato nel metodo razionale:

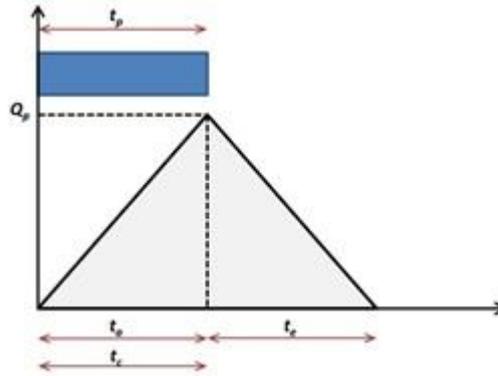


Figura 16 – Idrogramma triangolare isoscele.

Dove la portata di progetto è data da:

$$Q_c = \frac{r * h_n * A}{3.6 * t_c}$$

dove:

- Q_c è la portata al colmo [mc/s];
- R è il fattore di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino [adim.];
- h_n è la pioggia netta [mm];
- A è la superficie del bacino [kmq];
- t_c è il tempo di corrivazione [h].

Il metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

1. La formazione della piena si basa unicamente su un fenomeno di trasferimento di massa liquida;
2. Ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
3. La velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse è indipendente dalle altre;
4. La portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura;
5. La precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento.

Dalle ipotesi (1) e (2), sopra formulate, il tempo impiegato da ciascuna goccia di pioggia per raggiungere la sezione di chiusura del bacino, definito come tempo di corrivazione puntuale, risulta essere necessariamente univoco per ogni punto del bacino stesso; il tempo di corrivazione massimo viene a coincidere con il tempo di corrivazione del bacino.

Nella tabella seguente si riportano le portate di progetto per i 2 bacini analizzati per tempi di ritorno di 10, 25, 50, 100 e 200 anni.

Relazione idrologica e idraulica

					Tr = 10 anni			
Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	L asta (m)	Area bacino (mq)	Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	S1	Fiume Corno	41706	366761354	58.65	5.83	0.10	96.25
2	B1	Fiume Sordo	23683	138699644	51.03	0.05	0.00	0.64

Figura 17- Portate di progetto per Tr = 10 anni

					Tr = 25 anni			
Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	L asta (m)	Area bacino (mq)	Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	S1	Fiume Corno	41706	366761354	69.64	9.99	0.14	164.97
2	B1	Fiume Sordo	23683	138699644	60.60	0.22	0.00	2.81

Figura 18- Portate di progetto per Tr = 25 anni

					Tr = 50 anni			
Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	L asta (m)	Area bacino (mq)	Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	S1	Fiume Corno	41706	366761354	77.79	13.59	0.17	224.43
2	B1	Fiume Sordo	23683	138699644	67.69	0.79	0.01	10.08

Figura 19 Portate di progetto per Tr = 50 anni

					Tr = 100 anni			
Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	L asta (m)	Area bacino (mq)	Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	S1	Fiume Corno	41706	366761354	85.93	19.17	0.22	316.56
2	B1	Fiume Sordo	23683	138699644	74.77	1.76	0.02	22.61

Figura 20 Portate di progetto per Tr = 100 anni

					Tr = 200 anni			
Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	L asta (m)	Area bacino (mq)	Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	S1	Fiume Corno	41706	366761354	94.49	22.10	0.23	365.08
2	B1	Fiume Sordo	23683	138699644	82.22	2.93	0.04	37.59

Figura 21 Portate di progetto per Tr = 200 anni

6 OPERE DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO

Il tracciato in progetto interferisce con il reticolo idrografico superficiale, costituito da fiume Corno e dal fiume Sordo.

Per risolvere le interferenze con il reticolo idrografico sono state inserite in progetto, delle opere maggiori.

Queste opere sono dimensionate nel rispetto del §5.1.2 delle NTC2018, garantendo sempre un franco minimo di 1.50 m tra l'intradosso dell'impalcato e la quota del pelo libero della corrente determinato per una portata con $T_R = 200$ anni.

Le spalle dei viadotti sono collocate all'esterno delle aree di esondazione e la scansione delle pile è tale da escludere la presenza di pile in alveo.

In ogni caso si prevedono luci tra le pile e tra pile e spalle maggiori di 40 metri, come prescritto al §5.1.2 delle NTC2018 nel caso di pile in alveo. Infatti le NTC2018 al §5.1.2.3 recitano: "Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente".

Al fine di evitare fenomeni di scalzamento delle pile in alveo si prevede un sistema di protezione al piede, descritto nei paragrafi seguenti.

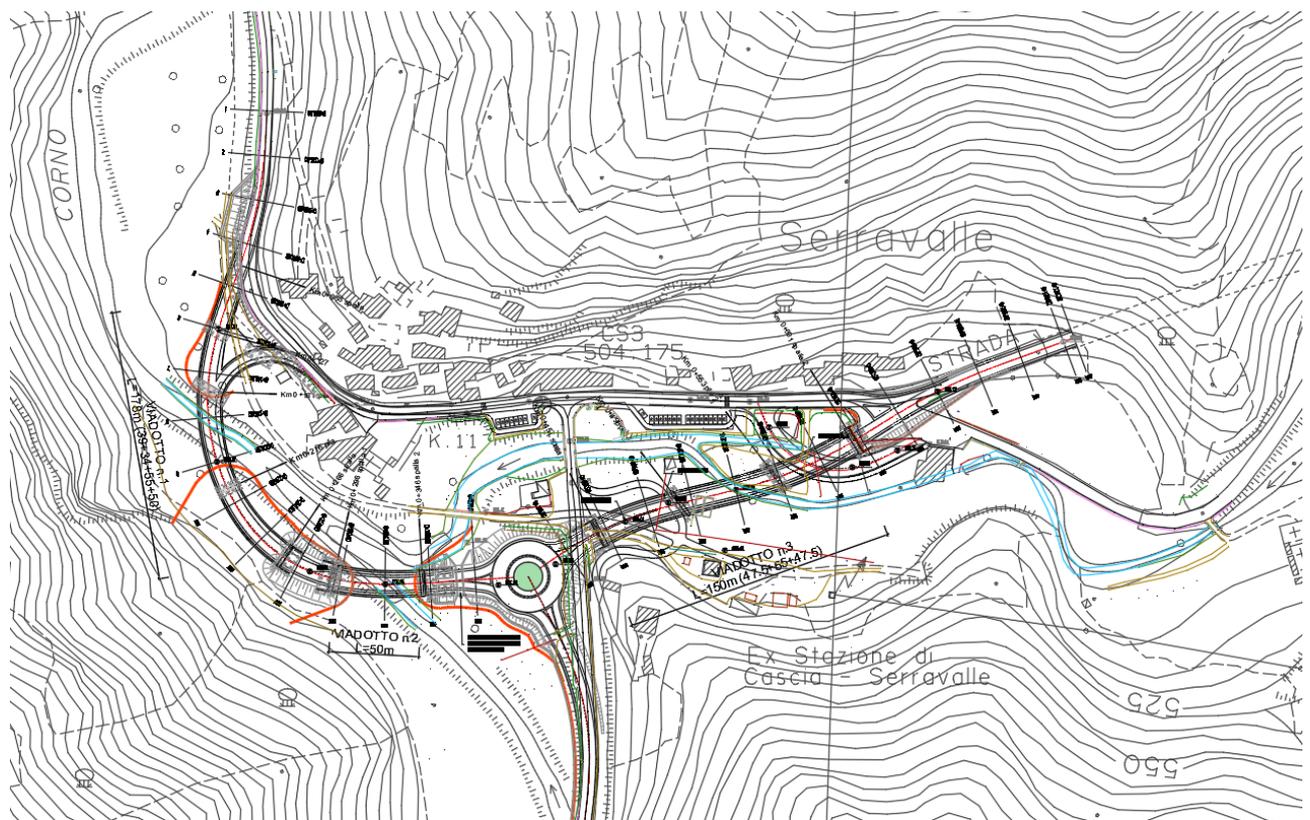


Figura 22 Planimetria di progetto.

Relazione idrologica e idraulica

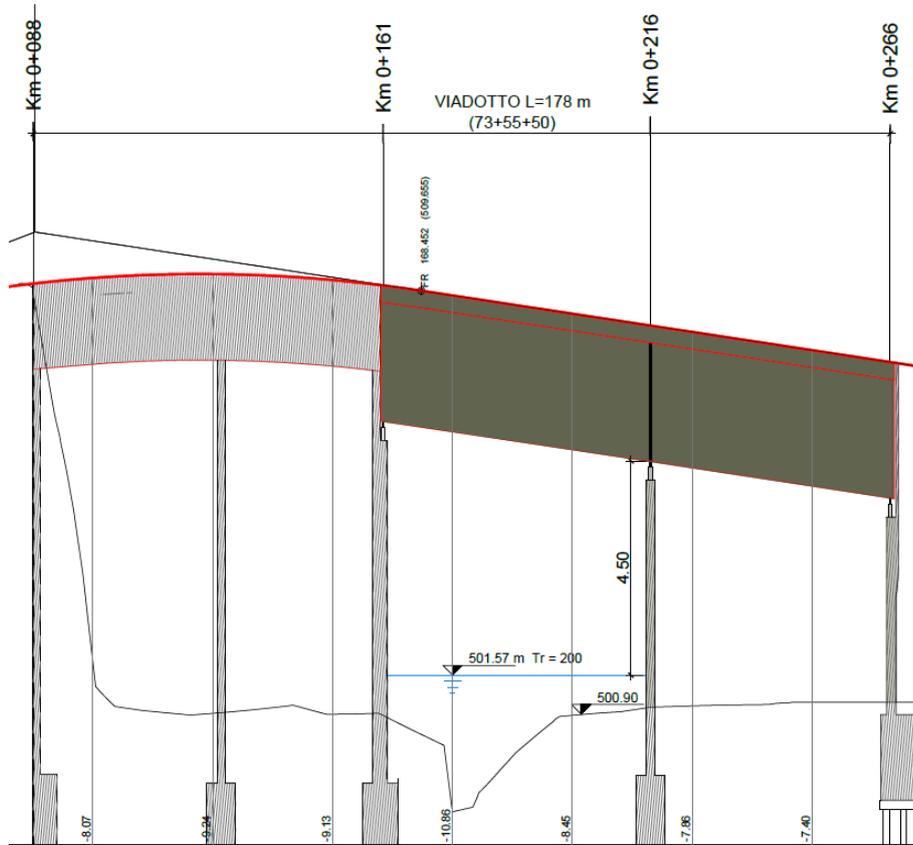


Figura 23 Viadotto VI01

Relazione idrologica e idraulica

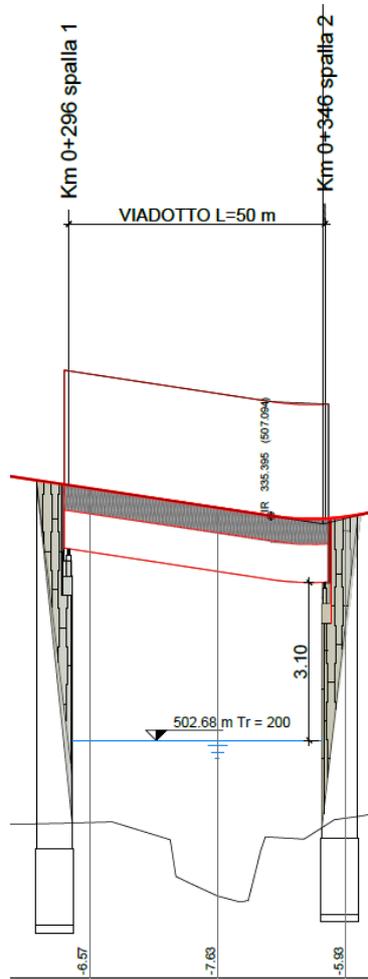


Figura 24 – Viadotto V103

Relazione idrologica e idraulica

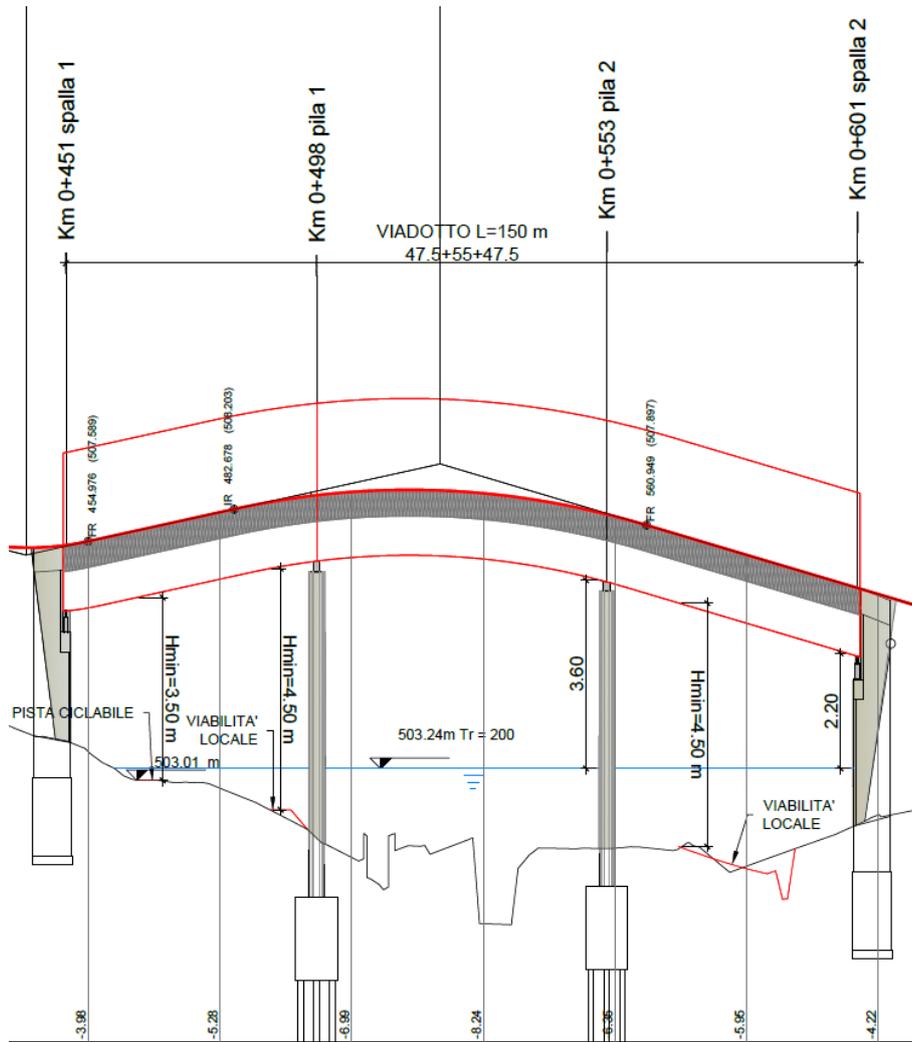


Figura 25 – Viadotto V103

7 STUDIO IDRAULICO

La ricostruzione del profilo di piena prevede una modellazione bidimensionale in moto vario della superficie in oggetto.

La modellazione è stata eseguita con l'ausilio del software di calcolo HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), sviluppato dall'U.S. Army Corp of Engineers.

La modellazione bidimensionale di un corso d'acqua permette di rappresentare con accuratezza la propagazione delle onde di piena nell'asta fluviale e nelle aree ripariali attigue con la riuscendo a modellare il comportamento della corrente in prossimità di bruschi restringimenti/allargamenti e forti curvature; è possibile inoltre rappresentare con un elevato grado di dettaglio la propagazione del moto in prossimità di attraversamenti o di eventuali interferenze presenti lungo lo sviluppo del tratto fluviale verso valle. Allo stesso tempo la rappresentazione in termini bidimensionali del campo di velocità consente di analizzare l'evoluzione degli allagamenti indotti dal propagarsi delle onde di piena all'interno dell'area esaminata. Il software impiegato è in grado di contenere all'interno dello stesso modello numerico elementi di tipo bidimensionale e monodimensionale. Il modello numerico utilizzato risolve le equazioni in condizioni di moto vario.

La rappresentazione bidimensionale del moto si basa sulla risoluzione delle shallow water equations (o SWE). Le ipotesi alla base per la soluzione delle SWE sono che il flusso sia orizzontale e che la variazione della velocità nella verticale rispetto alla direzione del moto sia trascurabile.

7.1 MOTO VARIO BIDIMENSIONALE (HEC-RAS)

Le leggi che governano il movimento dell'acqua nei corpi idrici sono anche in questo caso il principio di conservazione della massa (equazione di continuità) e il principio di conservazione della quantità di moto (equazione globale dell'equilibrio dinamico).

Le equazioni complete che descrivono il moto nelle 3 direzioni sono le equazioni di Navier-Stokes; tuttavia, al fine di descrivere il moto bidimensionale, tali equazioni sono state semplificate per ottenere le cosiddette "Shallow Water Equations". Le semplificazioni prevedono che il fluido sia incompressibile, la densità uniforme, la distribuzione delle pressioni idrostatica, che ci sia un'approssimazione del moto turbolento usando la viscosità turbolenta e che la lunghezza della scala verticale sia molto minore rispetto a quella orizzontale; quest'ultimo elemento implica che la velocità verticale sia molto piccola.

Equazione di continuità:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0$$

Dove:

u e v sono le componenti del vettore velocità $V=(u,v)$ rispettivamente nella direzione x e y ;

H e h sono rispettivamente la quota piezometrica e il tirante idrico;

q è un termine che rappresenta le portate secondarie in ingresso e in uscita dal sistema (*sink and sources*).

L'integrale dell'equazione di continuità utilizzato da HEC-RAS è il seguente:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} d\Omega + \iint_S V \cdot n dS + Q = 0$$

Relazione idrologica e idraulica

dove:

Ω è il volume di controllo;

S è la superficie che delimita lo spazio tridimensionale occupato dal fluido;

n è il vettore normale;

Q è un termine che rappresenta le portate secondarie in ingresso e in uscita dal sistema (*sink and sources*).

Nel calcolo della soluzione su ciascuna cella il software impiega il metodo della *sub-grid bathimetry*. Questo approccio consiste nell'utilizzo di una griglia computazionale grossolana e di un'informazione su scala più raffinata riguardante l'andamento topografico del terreno sottostante; la griglia grossolana, per cui per ogni cella sono determinate alcune grandezze come il raggio idraulico, il volume e l'area della sezione, è utilizzata per simulare l'andamento del flusso, e le informazioni topografiche vengono tenute in conto nel calcolo grazie alla griglia raffinata sottostante.

Quindi, per trovare una soluzione numerica, l'integrale dell'equazione di conservazione della massa viene discretizzato servendosi di una tecnica ai volumi finiti, mentre il trasporto della massa fluida tiene in considerazione la scala topografica più dettagliata all'interno di ciascuna cella discreta.

La conservazione della quantità di moto è descritta dalle seguenti equazioni:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + v_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f v$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + v_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f u$$

dove:

u e v sono le componenti del vettore velocità rispettivamente nella direzione x e y ;

g è l'accelerazione gravitazionale;

v_t è il coefficiente di viscosità turbolenta in direzione orizzontale;

c_f è il coefficiente di attrito sul fondo;

f è il parametro di Coriolis;

H è la quota piezometrica.

È possibile, in determinate condizioni, introdurre una semplificazione alle equazioni Shallow Water, trascurando i termini relativi alle accelerazioni locali e convettive e alla viscosità turbolenta. Queste semplificazioni conducono alle equazioni dell'onda diffusiva o Diffusive Wave Equations (DWE).

Per il calcolo delle grandezze idrauliche in ogni cella è applicato un algoritmo iterativo per cui il software ipotizza per ogni cella un livello idrico, lo utilizza per risolvere le equazioni del moto e calcolare il volume d'acqua nella cella, e poi, tramite la curva di vaso determinata in fase di pre-processing, computa una nuova quota idrica; infine controlla se la differenza tra il livello dell'acqua calcolato e quello ipotizzato è minore della tolleranza della soluzione numerica. In caso affermativo, è stata trovata la giusta soluzione per quel passo temporale e si passa al time step successivo; in caso contrario il programma esegue una nuova stima delle derivate e risolve nuovamente l'algoritmo, fino a convergenza.

Relazione idrologica e idraulica

Gli algoritmi di soluzione 1D e 2D sono strettamente accoppiati nello stesso passo temporale di calcolo con un'opzione per iterare i trasferimenti di massa 1D e 2D in un passo temporale. Questo permette una perfetta coerenza a ogni passo temporale tra i modelli 1D e 2D.

7.2 GEOMETRIA

La geometria del terreno è presa dal modello digitale del terreno fornito dalla Regione Umbria.

L'utilizzo di un approccio di tipo bidimensionale per la descrizione della propagazione della piena permette di conoscere non solo l'intensità del fenomeno ma anche la direzione ed il verso del vettore velocità in ogni punto dell'area di studio.

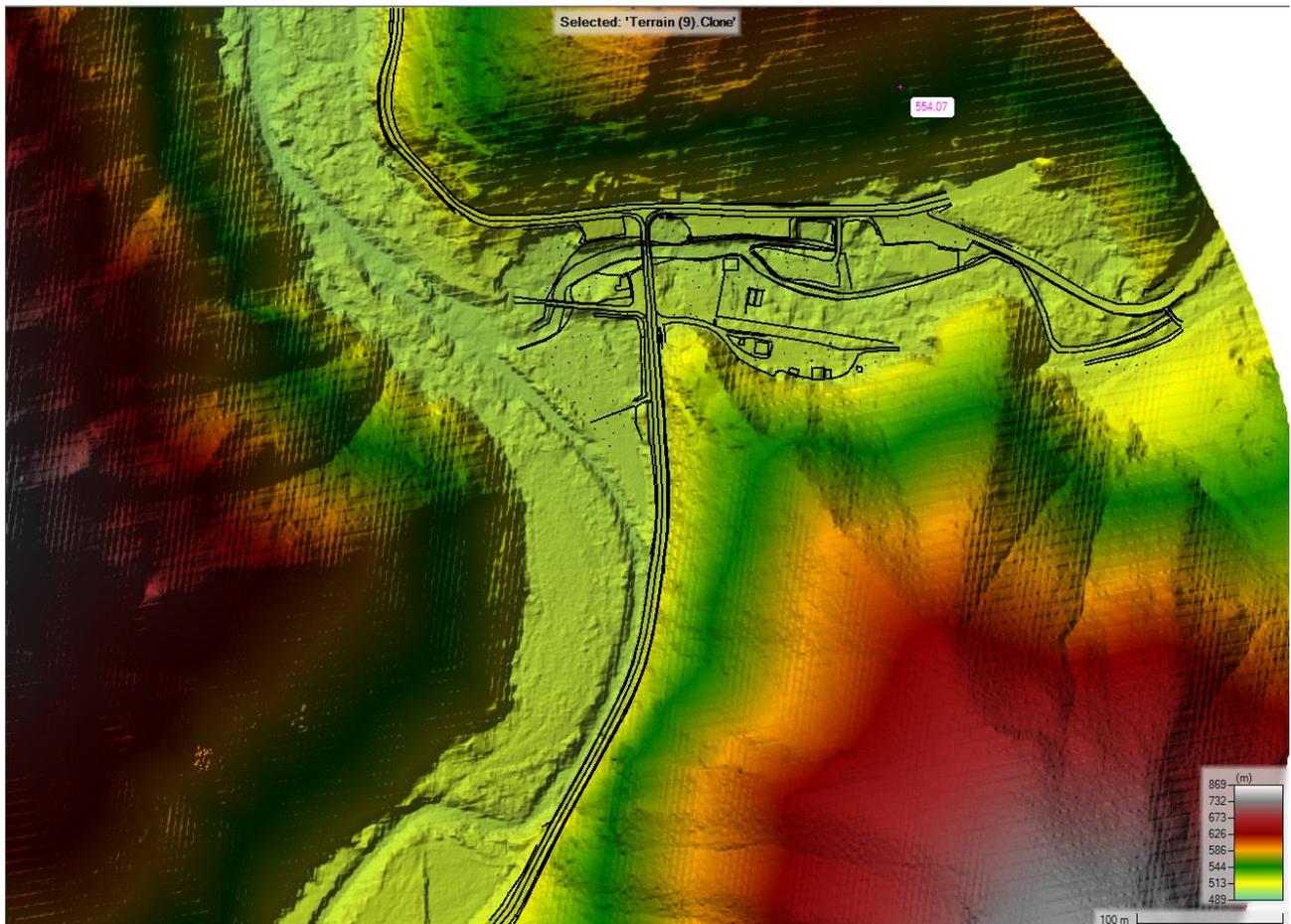


Tabella 8 Modello digitale del terreno stato attuale con sovrapposizione del rilievo.

Lo stato di progetto è stato simulato sulla base del modello digitale del terreno modificato con le opere previste in progetto.

Relazione idrologica e idraulica

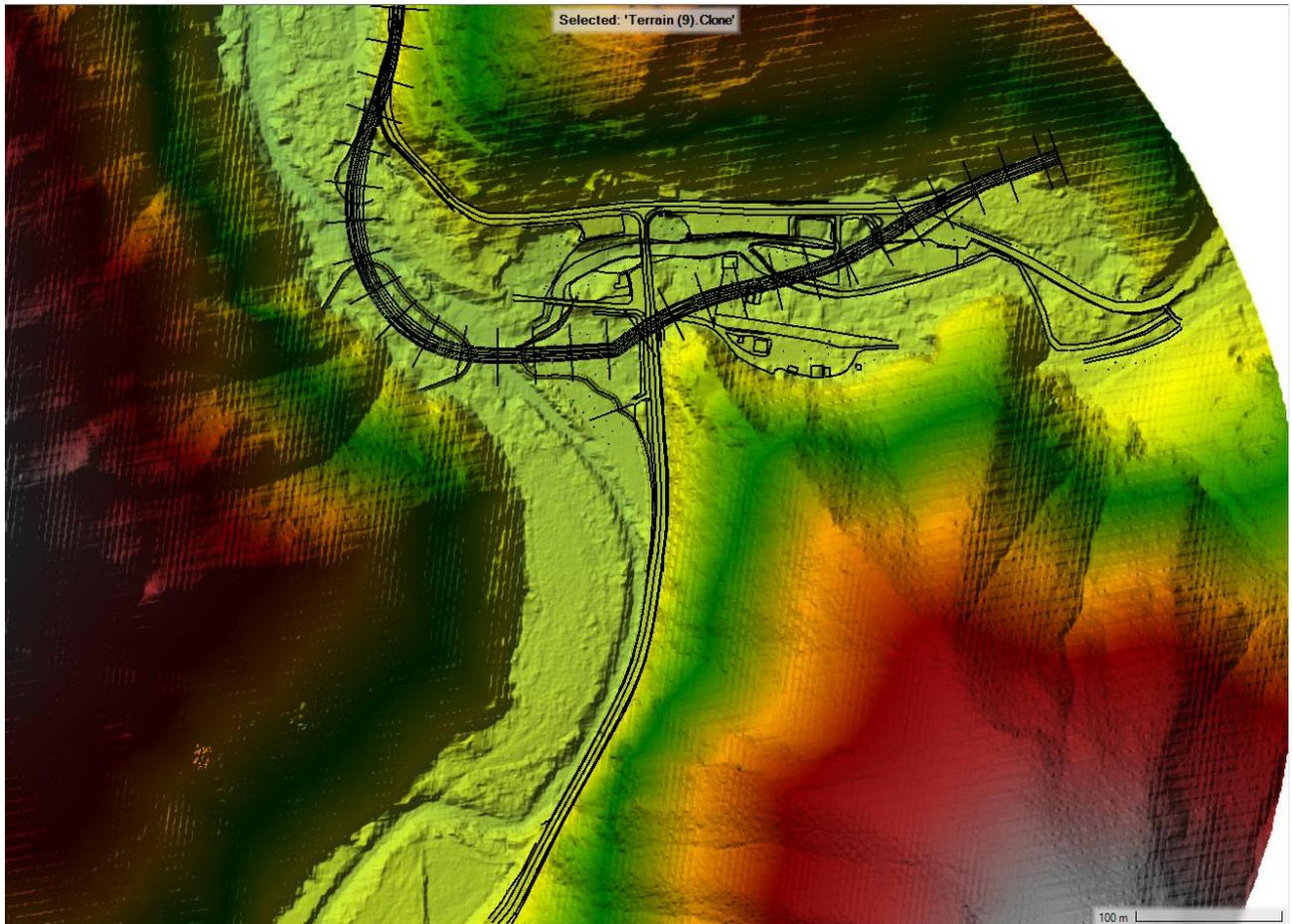


Tabella 9 Modello digitale del terreno stato di progetto con sovrapposizione del progetto.

Lo schema bidimensionale risulta essere il più completo e dettagliato, partendo da una rappresentazione della morfologia dell'alveo e dei piani golenali in due dimensioni, tipica di un modello digitale del terreno, è possibile simulare dettagliatamente il deflusso nelle due direzioni piane differenziando livello idrico, velocità e direzione della corrente in ogni punto del dominio di calcolo.

La griglia di calcolo per la modellazione è stata posta pari a 4x4 m, con rinfittimenti in corrispondenza di punti sensibili con maglia 0.5 x 0.5 m come mostrato nelle figure seguenti.

Relazione idrologica e idraulica

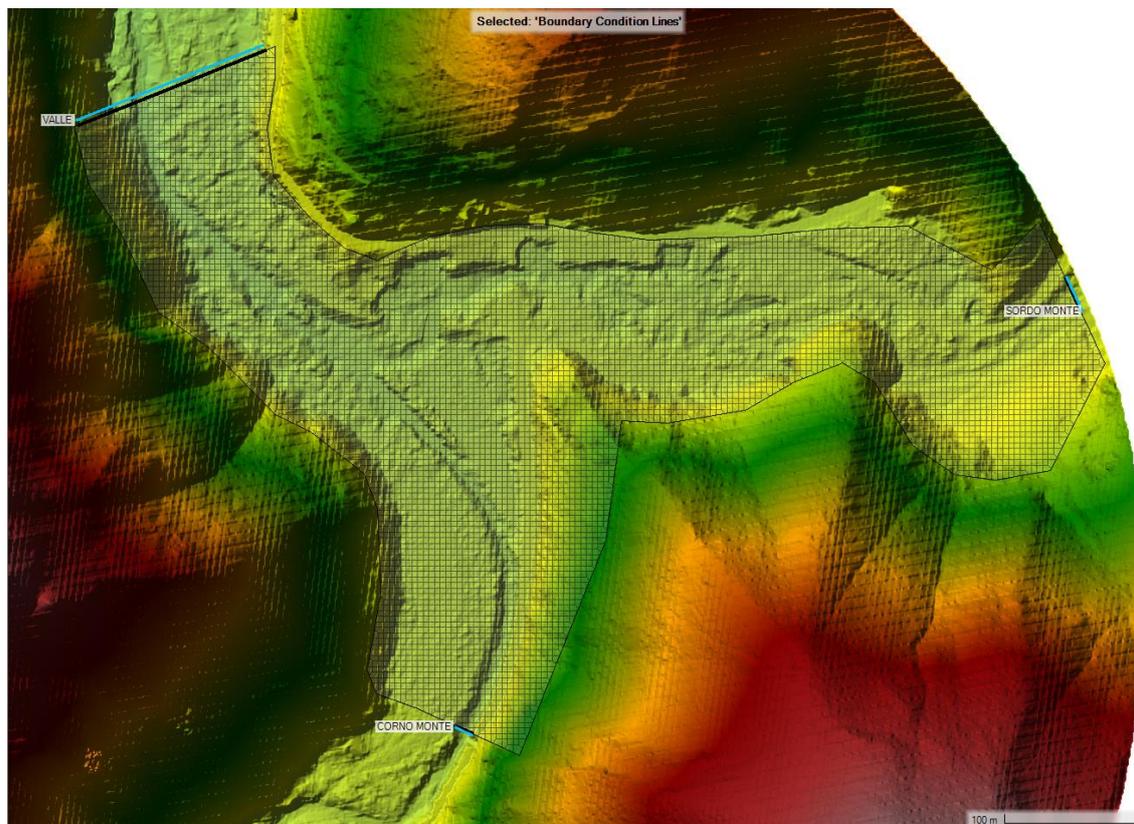


Figura 26 - griglia di calcolo stato attuale.

Relazione idrologica e idraulica

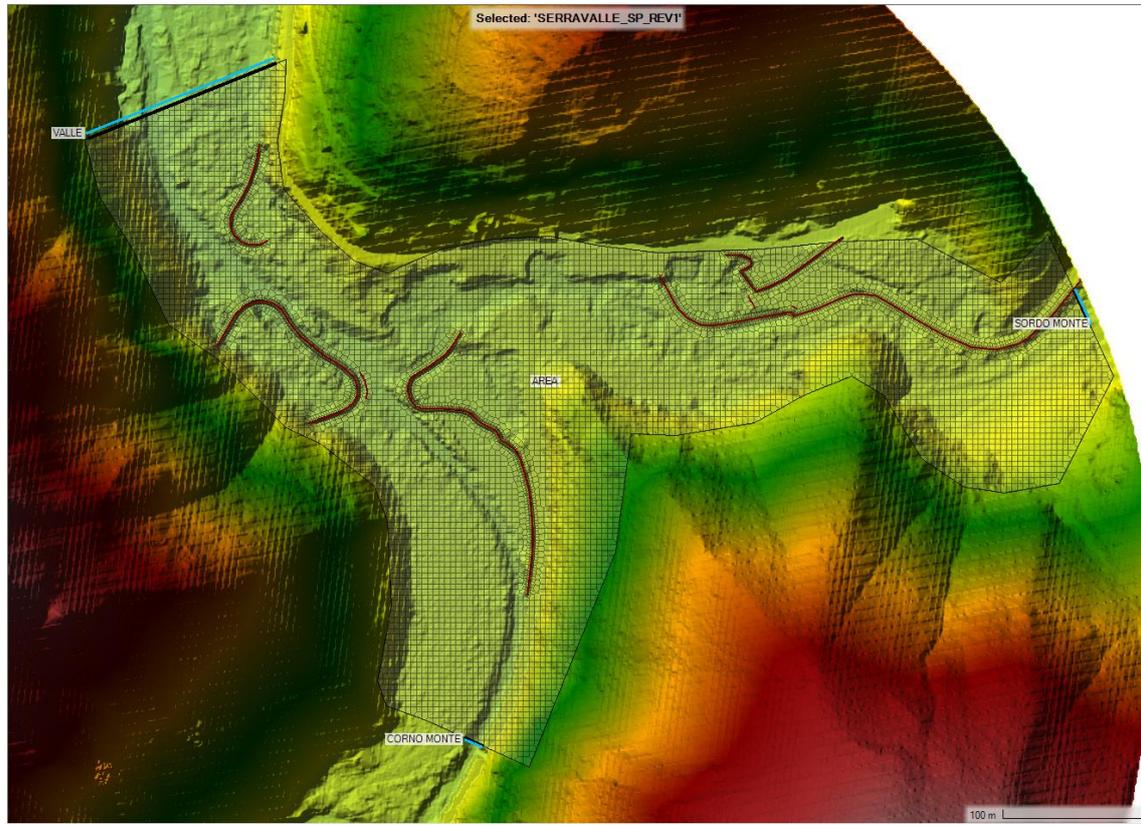


Figura 27 – griglia di calcolo stato di progetto.

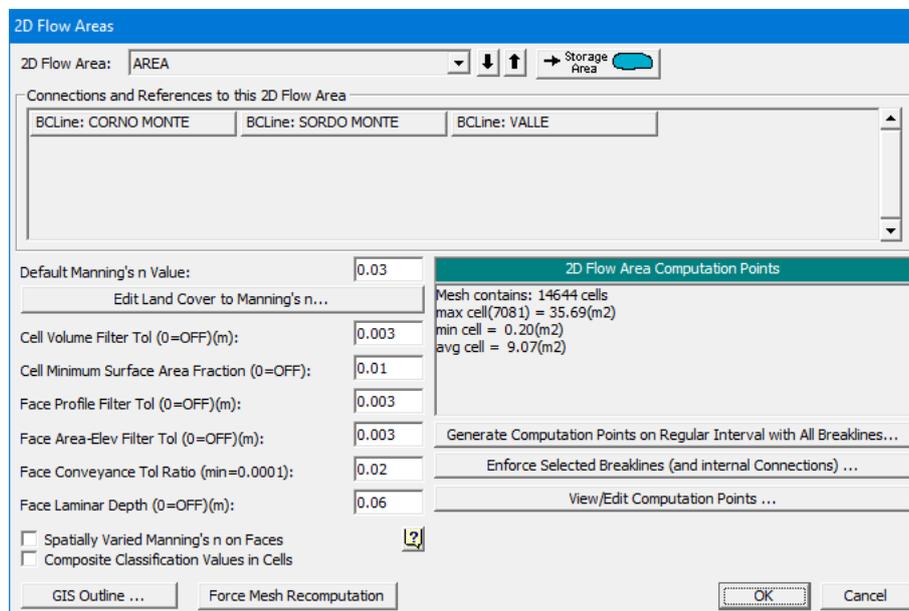


Figura 28 – caratteristiche della mesh.

I collegamenti Area di stoccaggio/Area di flusso 2D (SA/2D Area Conn) vengono utilizzati per collegare due aree di stoccaggio insieme a una struttura idraulica, o due aree di flusso 2D, o un'area di stoccaggio a un'area di flusso 2D. Lo strumento SA/2D Area Conn può anche essere utilizzato per posizionare una struttura idraulica

Relazione idrologica e idraulica

al centro di un'area di flusso 2D per controllare come il flusso viaggia da una serie di celle a un'altra serie di celle. Il SA/2D Area Conn ha tre opzioni di tipo di struttura:

- 1) Weir, Gates, Culverts, Outlet RC e Outlet TS;
- 2) Opzione Percorso lineare (l'opzione Percorso lineare è solo per le aree di stoccaggio, non per le aree di flusso 2D);
- 3) Bridge (interno a un'area di flusso 2D). Stabilire un collegamento idraulico tra due aree di stoccaggio, aree di flusso 2D; o all'interno di un'area di flusso 2D, premere il pulsante "SA/2D Area Conn" nella parte superiore della finestra dei dati geometrici.

7.3 CONDIZIONI AL CONTORNO DEL MODELLO

Le condizioni al contorno in un modello 2D possono essere definite spazialmente e possono essere localizzate nei punti di maggiore interesse o comunque dove si verificano tali condizioni.

La condizione al contorno di valle consiste nell'imporre la pendenza delle perdite di carico totali pari alla pendenza dell'alveo, pari a 0.03 nel tratto terminale di alveo considerato.

Storage/2D Flow Areas		Boundary Condition
1	AREA BCLine: SORDO MONTE	Flow Hydrograph
2	AREA BCLine: CORNO MONTE	Flow Hydrograph
3	AREA BCLine: VALLE	Normal Depth

Le condizioni al contorno di monte sono assegnate imponendo gli idrogrammi in ingresso:

Relazione idrologica e idraulica

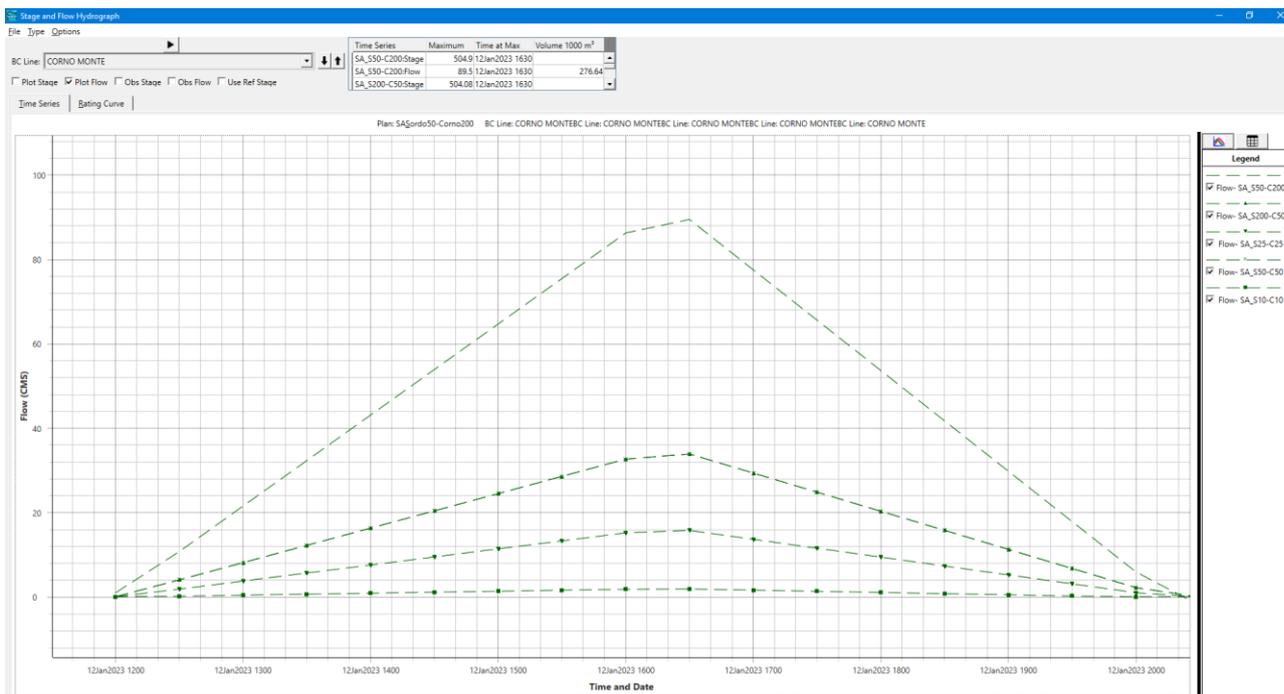


Figura 29 – Idrogrammi in ingresso sul fiume Corno.

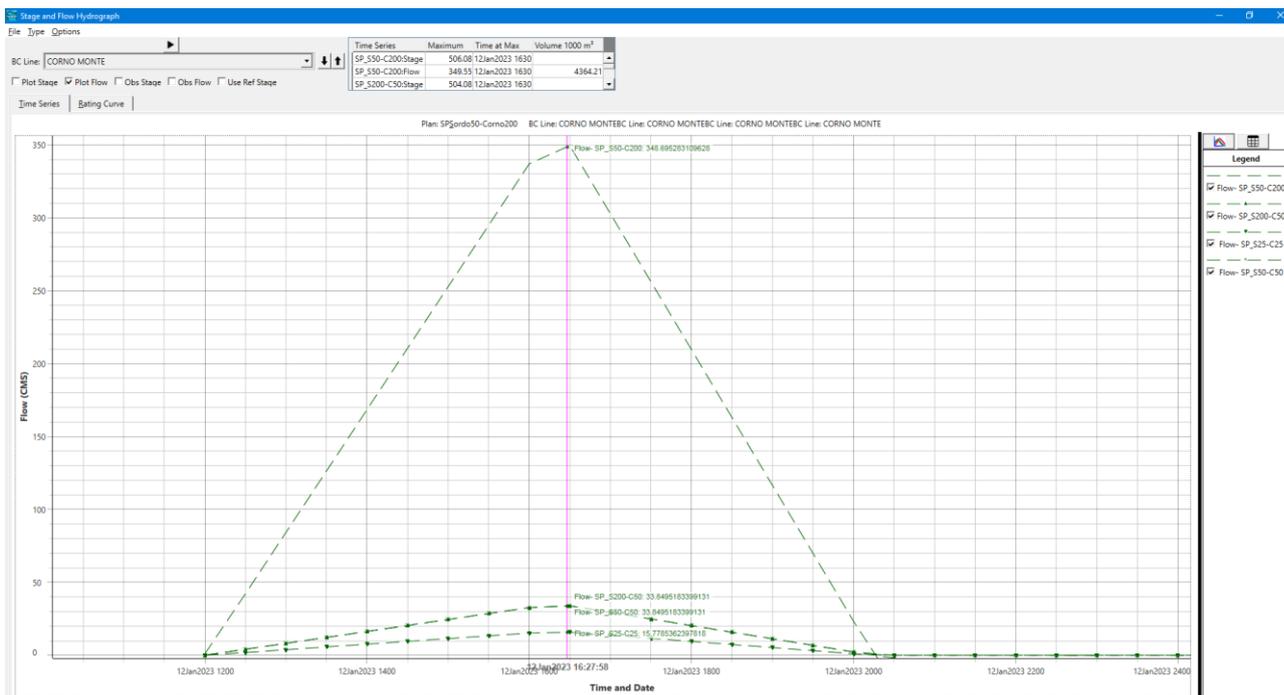


Figura 30 – Idrogrammi in ingresso sul fiume Sordo.

Relazione idrologica e idraulica

7.4 DEFINIZIONE DELLA SCABREZZA

Il valore della scabrezza è stato definito confrontando le caratteristiche specifiche dell'alveo con valori definiti in letteratura.

Si riportano inoltre alcuni valori tipici del coefficiente di Strickler da letteratura:

TAB.1.2 B - VALORI DEL COEFFICIENTE DI RESISTENZA DI MANNING: n ($s/m^{1/3}$) DA [CHOW V. T.,1959]
CORSI D'ACQUA MINORI (LARGHEZZA A PIENE RIVE < 30 m)

tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
ALVEI DI PIANURA			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)			
sul fondo: ghiaia, ciottoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciottoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
GOLENE E PIANE INONDABILI			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

Figura 31- Valori tipici di Ks da letteratura

Considerando che i corsi d'acqua interferenti sono a regime torrentizio e vista la geologia dei luoghi, si possono assimilare a alvei di montagna con fondo in ghiaia e/o ciottoli.

Nei modelli idraulici monodimensionali è stata assegnata la seguente scabrezza:

Relazione idrologica e idraulica

Tipologia	Scabrezza di Manning [$s/m^{1/3}$]
alveo	0.03
golena	0.03

7.5 SCENARI SIMULATI

Si è proceduto alla simulazione delle onde di piena riferite ai tempi di ritorno di 10, 25, 50 e 200 anni in condizioni Ante e Post-Operam di durata pari a $2 * t_c$.

Vista la confluenza di due coris d'acqua le simulazioni con tempo di ritorno di 200 anni sono state eseguite in modo asincrono, ovvero 200 anni su un corso d'acqua e 50 sull'altro e viceversa.

Di seguito si riporta l'elenco degli scenari simulati:

Stato	Tempo di ritorno associato		ID	Short ID
	Fiume Sordo	Fiume Corno		
SA	200	50	SA_Sordo200-Corno50	SA_S200-C50
SA	50	200	SA_Sordo50-Corno200	SA_S50-C200
SA	50	50	SA_Sordo50-Corno50	SA_S50-C50
SA	25	25	SA_Sordo25-Corno25	SA_S25-C25
SA	10	10	SA_Sordo10-Corno10	SA_S10-C10
SP	200	50	SP_Sordo200-Corno50	SP_S200-C50
SP	50	200	SP_Sordo50-Corno200	SP_S50-C200
SP	50	50	SP_Sordo50-Corno50	SP_S50-C50
SP	10	10	SP_Sordo10-Corno10	SP_S10-C10

Tabella 10 Elenco degli scenari simulati.

Relazione idrologica e idraulica

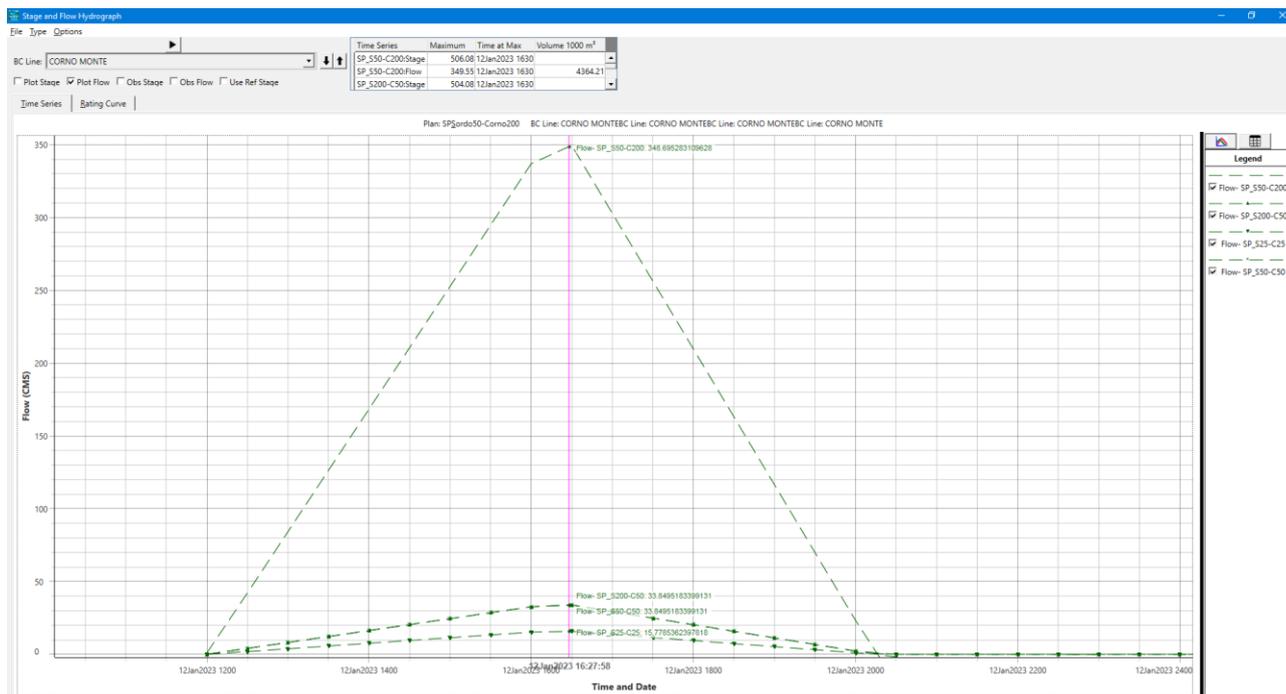


Figura 32 – Idrogrammi in ingresso sul fiume Corno.

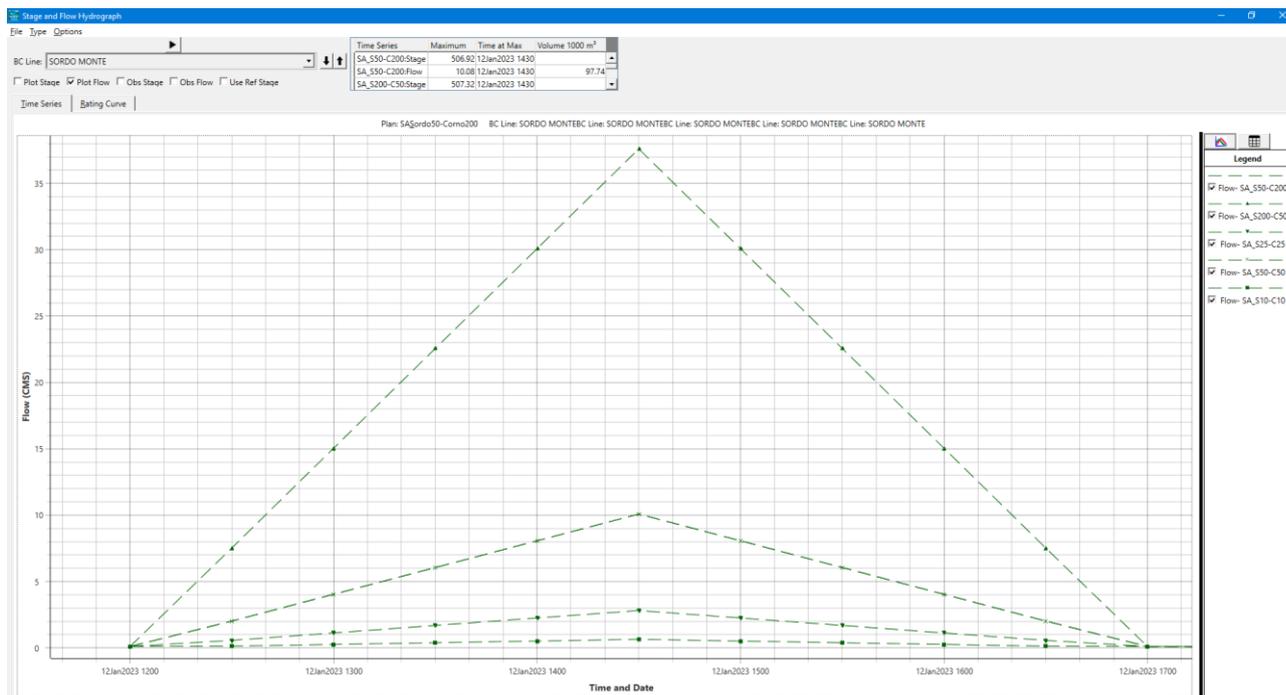


Figura 33 – Idrogrammi in ingresso sul fiume Sordo.

Relazione idrologica e idraulica

7.6 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE 2D

In questo capitolo vengono presentati i risultati delle modellazioni bidimensionali. Verranno mostrati i tiranti dello scenario Ante e Post-Operam per un tempo di ritorno di 10, 25, 50, 200 anni e i valori del franco idraulico in corrispondenza degli attraversamenti.

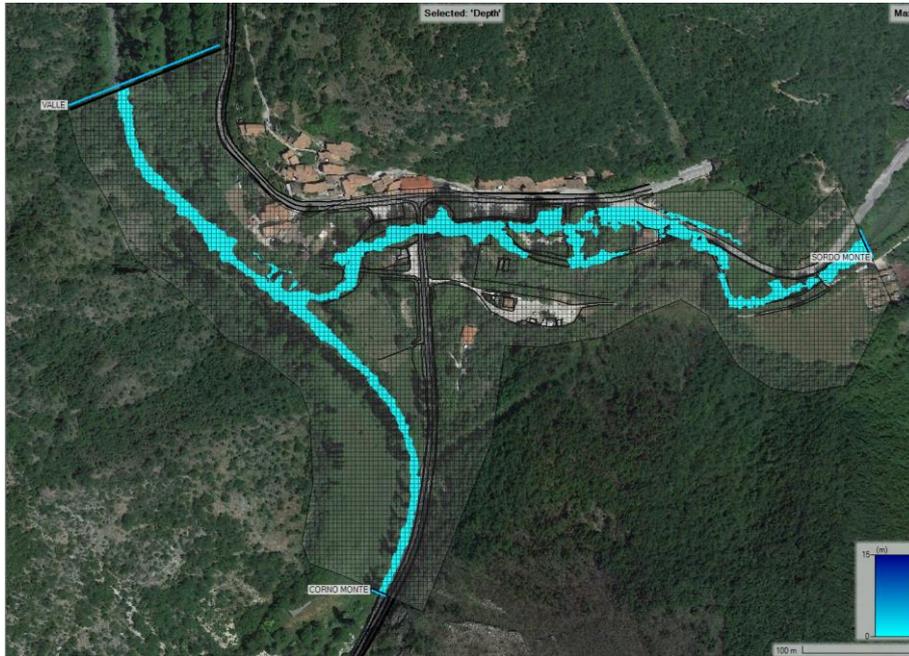


Figura 34 – Tiranti SA_S10-C10

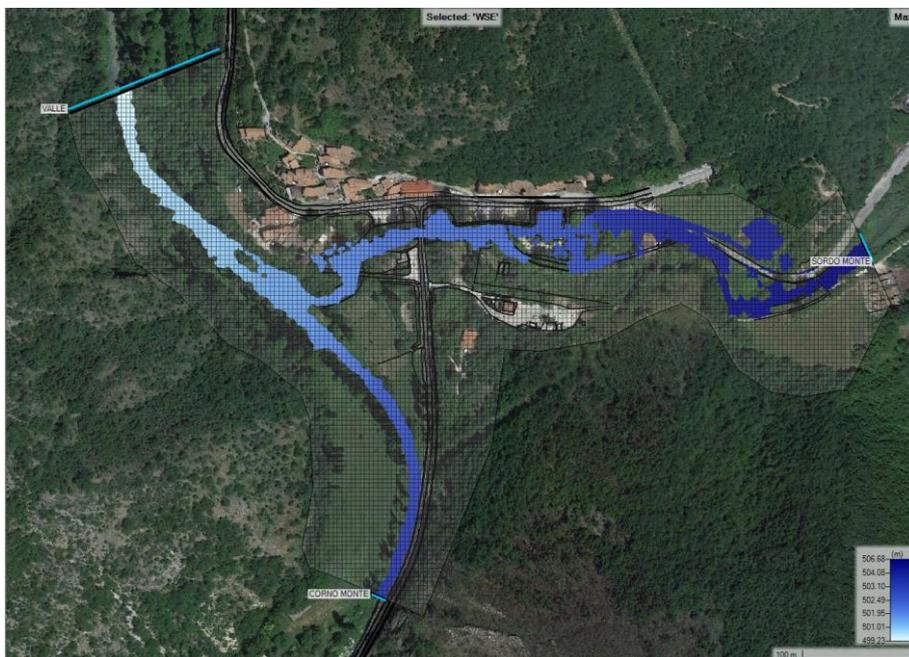


Figura 35 Tiranti SA_S25-C25

Relazione idrologica e idraulica

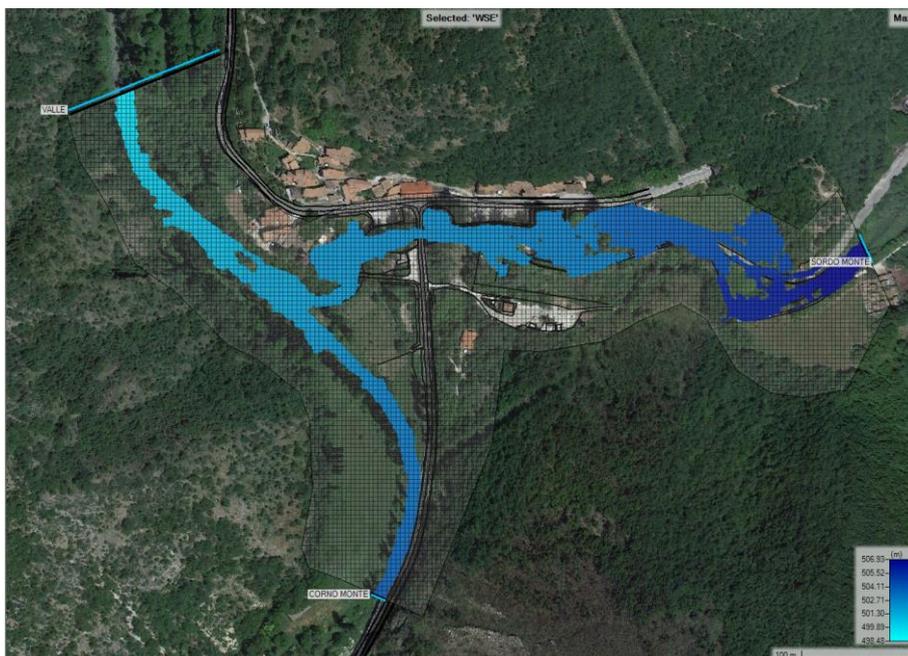


Figura 36 Tiranti SA_S50-C50



Figura 37 Tiranti SA_S50-C200 + SA_S200-C50

Relazione idrologica e idraulica

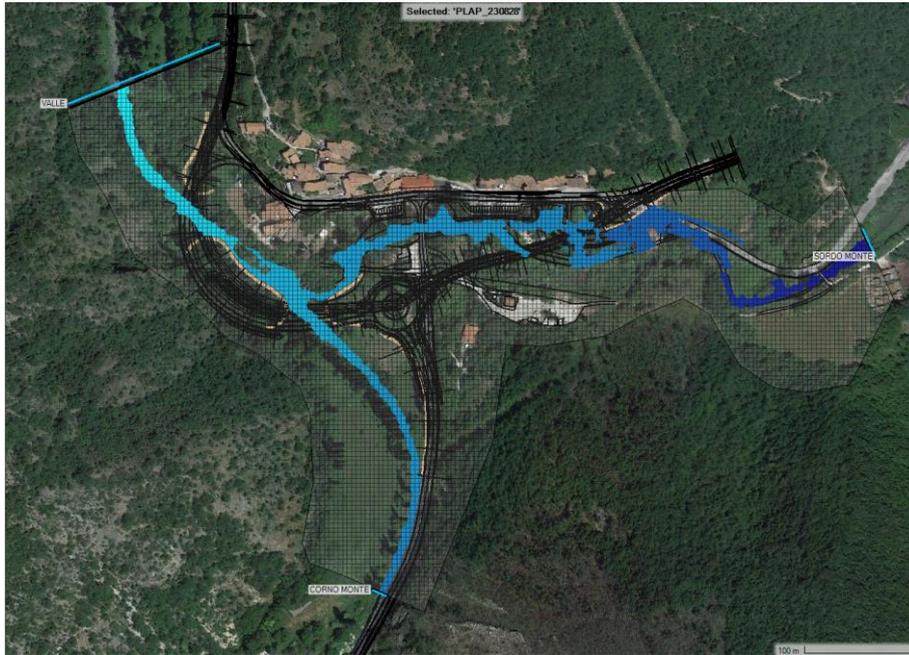


Figura 38 – Tiranti SP_S10-C10

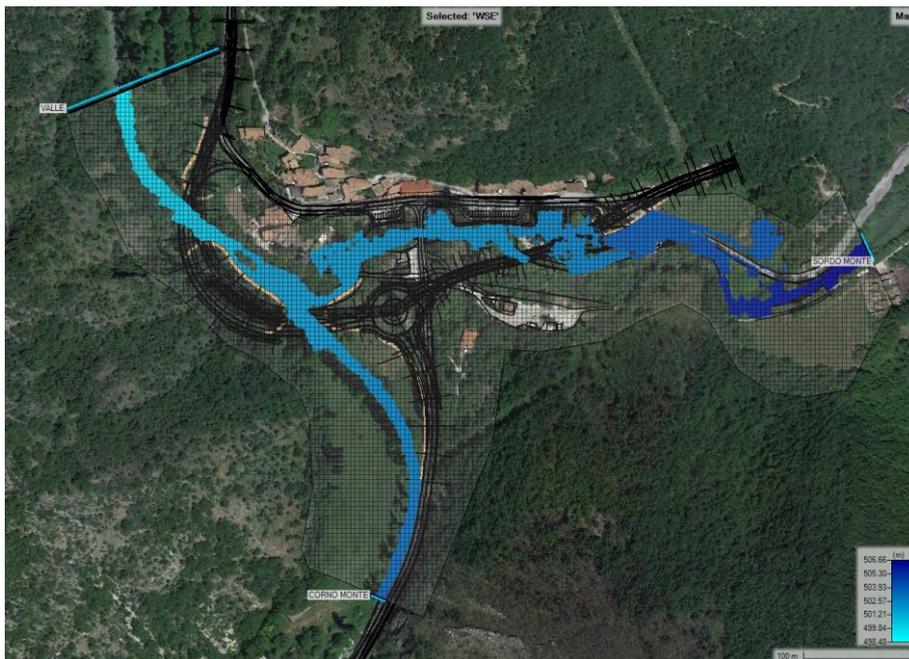


Figura 39 Tiranti SP_S25-C25

Relazione idrologica e idraulica



Figura 40 Tiranti SP_S50-C50

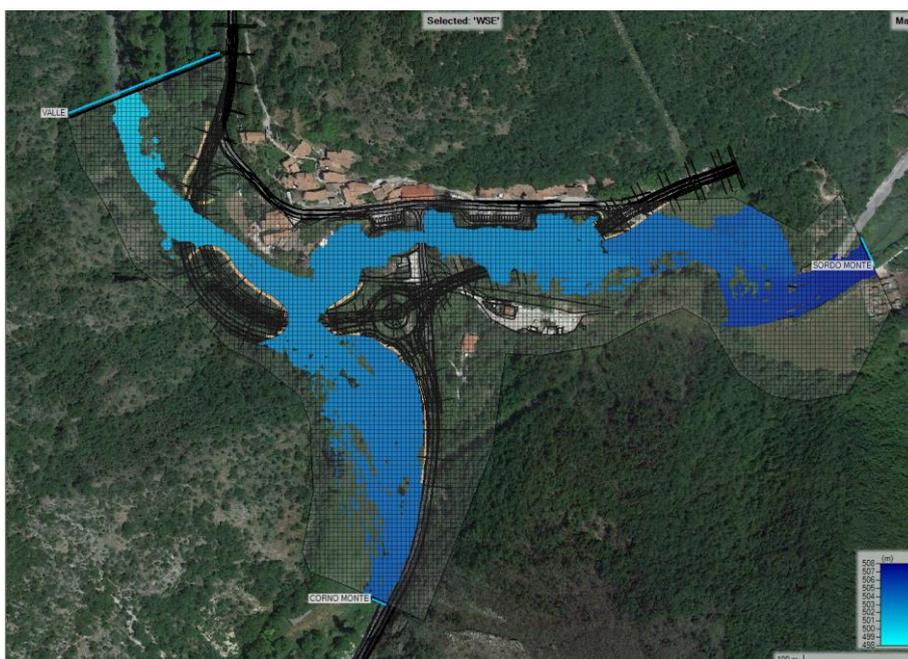


Figura 41 Tiranti SP_S50-C200 + SP_S200-C50

7.6.1 Opere idrauliche

Come detto nei capitoli precedenti il nuovo tracciato stradale si sviluppa principalmente in viadotto e in modesta parte in rilevato, tra queste la più rilevante è quella della rotonda, che va in parte ad occupare una zona parzialmente allagabile allo stato attuale.

Il progetto prevede quindi delle opere di rimodellamento e protezione spondale al fine di tutelare la durabilità dell'opera e consentire la messa in sicurezza idraulica dell'intera opera.

MANDATARIA

MANDANTE

Relazione idrologica e idraulica

manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua e, se arginata, i corpi arginali. Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo (intesa come alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di progetto), la luce netta tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente. Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare alle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare.

Le opere in progetto rispettano quanto prescritto al §5.1.2.3 delle NTC2018.

Il confronto tra le aree di esondazione ante e post operam mostra una invarianza nel livello di rischio idraulico ovvero gli interventi in progetto non comportano un aumento del rischio idraulico. In corrispondenza del VI01 e del VI02 le quote del tirante idrico ante e post sono pressochè invariate, gli idrogrammi nella sezione di chiusura sono perfettamente sovrapponibili.

Opera	Quota tirante idrico per Tr 200 anni (m)		
	Stato di progetto	Quota intradosso	Franco (m)
Viadotto 1	501.53	506.07	4.54
Viadotto 2	504.23	505.78	1.55
Viadotto 3	503.15	505.44	2.29

Tabella 11 Valori del franco idraulico

Sono state eseguite anche delle verifiche in merito al non aumento del rischio idraulico legato all'inserimento delle nuove opere:

Relazione idrologica e idraulica

Opera	Quota tirante idrico per Tr 200 anni (m)		
	Stato attuale	Stato di progetto	D
Viadotto 1	501.53	501.53	0.00
Viadotto 2	502.84	504.23	1.39
Viadotto 3	503.07	503.15	0.08
Opera	Quota tirante idrico per Tr 50 anni (m)		
	Stato attuale	Stato di progetto	D
Viadotto 1	500.98	500.98	0.00
Viadotto 2	502.15	502.15	0.00
Viadotto 3	502.60	502.82	0.22
Opera	Quota tirante idrico per Tr 25 anni (m)		
	Stato attuale	Stato di progetto	D
Viadotto 1	500.58	500.58	0.00
Viadotto 2	501.82	501.82	0.00
Viadotto 3	502.30	502.53	0.23

Le tabelle sopra mostrano che il franco idraulico è sempre rispettato e che le opere non comportano un sostanziale incremento del rischio idraulico.

In corrispondenza del ponte esistente sulla SS320 si verifica un modesto innalzamento del livello del tirante idrico:

Relazione idrologica e idraulica

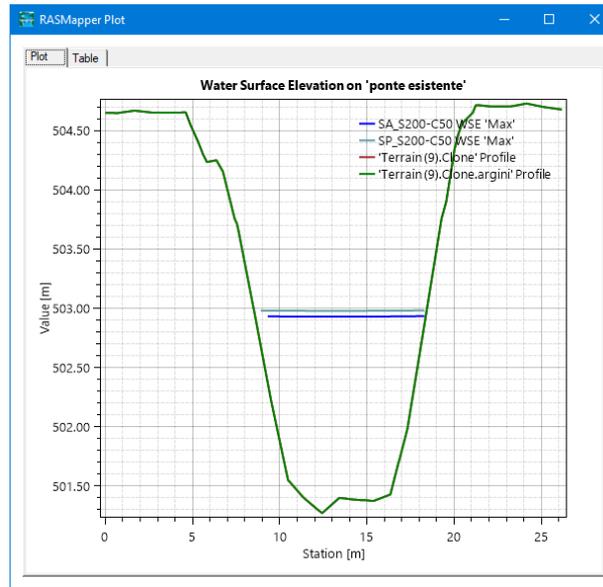


Tabella 12 Sezione in corrispondenza del ponte esistente.

Opera	Quota tirante idrico per Tr 200 anni (m)		
	Stato attuale	Stato di progetto	D
Ponte esistente	502.93	502.98	0.05

Di seguito si riporta il confronto tra gli idrogrammi ante e post operam per Tr 200 nella sezioni di uscita del modello di calcolo. Si nota che sono perfettamente sovrapponibili, indice che non si ha un aumento del rischio idraulico.

Relazione idrologica e idraulica

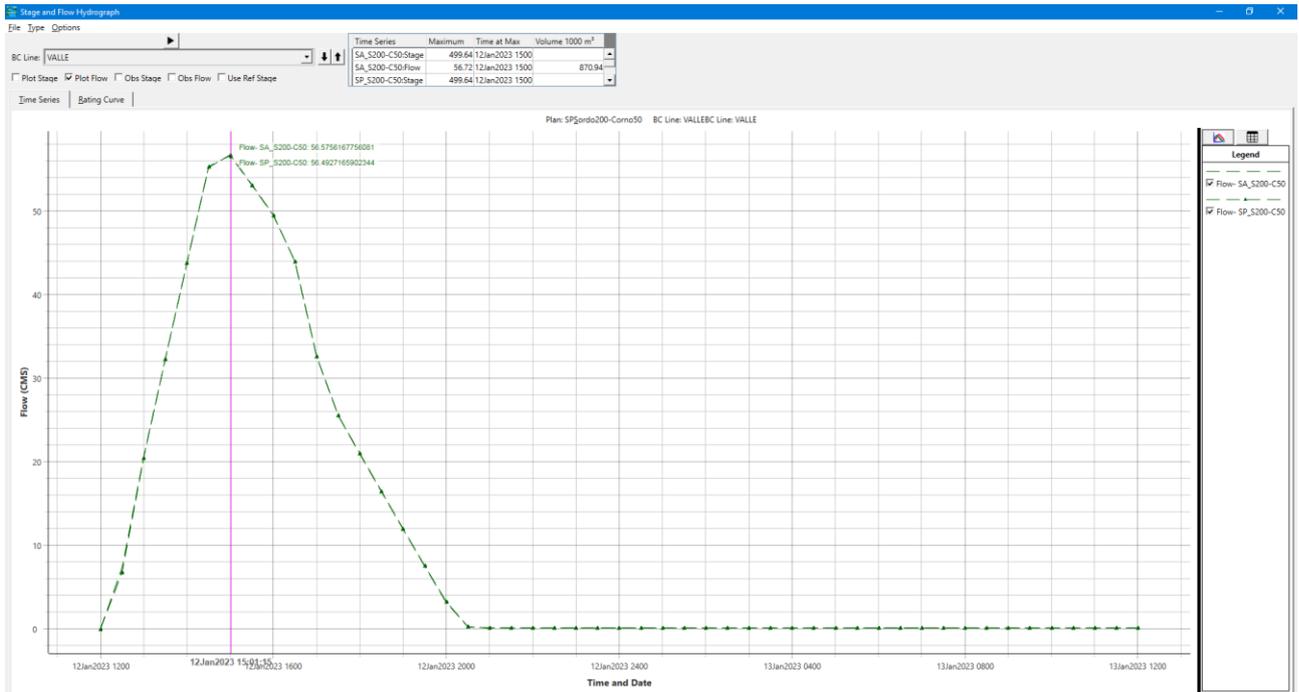


Tabella 13 Confronto idrogrammi nella sezione di chiusura del dominio di calcolo.

8 SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Il presente paragrafo tratta del drenaggio di piattaforma, affrontando i problemi idraulici legati alle opere di raccolta, convogliamento e recapito delle acque meteoriche che insistono direttamente sulla piattaforma stradale e delle acque esterne non canalizzate che possono interessare il corpo stradale.

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

E' prevista la realizzazione di due sistemi di smaltimento distinti. Il primo sistema, dedicato alla raccolta delle acque di piattaforma stradale, prevede la raccolta ed il convogliamento dei deflussi, a monte di ogni recapito, ad una vasca per il trattamento delle acque di prima pioggia raccolte. Il sistema di gestione delle acque meteoriche di piattaforma si può quindi definire di tipo chiuso.

Il secondo sistema, dedicato alla raccolta delle acque di versante, prevede la raccolta ed il convogliamento delle portate direttamente al recapito finale.

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

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

I criteri progettuali adottati sono stati i seguenti:

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

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto è quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta. Per le acque di versante e per il dimensionamento dei fossi di guardia, come vedremo, si considera invece un tempo di ritorno pari a 50 anni.

8.1 STIMA DELLA PORTATA MASSIMA DI PIOGGIA E DELLE PIOGGE DI PROGETTO

Per la valutazione delle massime portate affluenti nelle canalizzazioni e nelle eventuali tubazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio è stata utilizzata la formula derivata dal metodo razionale, considerando tempi di ritorno T=25 anni anche per i fossi di guardia.

$$Q_p = \frac{\Phi_c * b_c + \Phi_s * b_s + \Phi_e * b_e}{3600} * L * i_c \quad [l/s]$$

in cui:

MANDATARIA

MANDANTE

Relazione idrologica e idraulica

- Q_p è la portata massima di pioggia [l/s];
- $\phi_c = 0.9$, è il coefficiente di deflusso della piattaforma stradale [adim.];
- $\phi_s = 0.45$, è il coefficiente di deflusso delle scarpate [adim.];
- $\phi_e = 0.45$, è il coefficiente di deflusso delle aree esterne [adim.];
- b_c è la larghezza della piattaforma stradale [mq];
- b_s è la larghezza della scarpata stradale [mq];
- b_e è la larghezza della fascia esterna [mq];
- L è la lunghezza del tratto [m];
- i_c è l'intensità della pioggia critica [mm/h] ($T=25$ anni, $t_c=10$ minuti per le cunette, canalette e collettori e $T=50$ anni, $t_c=30$ minuti per i fossi di guardia).

L'intensità di precipitazione i per un dato Tempo di Ritorno, che determina la massima portata di piena (intensità critica), è ottenuta dalla curva di possibilità pluviometrica che esprime la legge di variazione dei massimi annuali di pioggia, in funzione della durata della precipitazione t ad assegnata frequenza di accadimento o periodo di ritorno T .

L'equazione della curva di possibilità pluviometrica normalizzata diventa, in tal modo, per ciascun tempo di ritorno T :

$$h'(t) = a \cdot t^n$$

- t = durata della pioggia critica;0
- a = coefficiente della curva di possibilità climatica;
- n = esponente della curva di possibilità climatica;

da cui può ricavarsi l'intensità di precipitazione:

$$i = a \cdot t^{n-1}$$

Per la stima delle acque meteoriche ricadenti sulla piattaforma stradale si è fatto riferimento alle Curve di Possibilità Pluviometrica valutate con le modalità descritte nei capitoli precedenti per le piogge di durata inferiore ad un'ora, assumendo, per i Tempi di ritorno di 25 e 50 anni.

Relazione idrologica e idraulica

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

Per i collettori di drenaggio della piattaforma stradale si considera un grado di riempimento massimo del 40% per $DN \leq 400$ e del 50% per diametri superiori.

8.2 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN RILEVATO

La soluzione adottata consiste nella raccolta dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma, mediante una canaletta in cls prefabbricata ed il loro scarico in una rete di collettori in PEAD, in grado di convogliare le portate prima ad una vasca di trattamento e successivamente allo scarico finale.

I deflussi meteorici vengono allontanati dalla piattaforma mediante degli imbocchi ad embrice in cls, che recapitano le portate all'interno delle canalette in cls prefabbricate, poste al lato del cordolo. Gli imbocchi ad embrice vengono sistemati lungo il cordolo ad interasse costante pari a 15 m nei tratti in rettilineo e interasse pari a 7 metri nei tratti in curva, dove per via della pendenza trasversale le acque meteoriche sono raccolte su un solo lato.

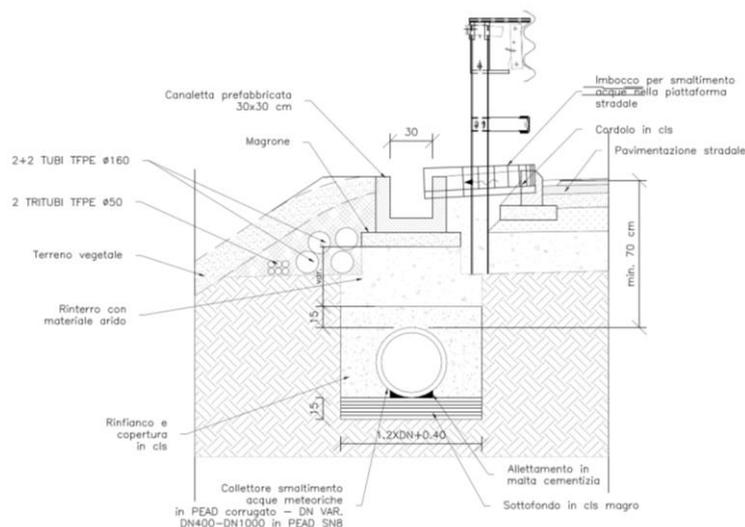


Figura 44 – Schema drenaggio rilevato.

La raccolta delle acque avviene mediante canaletta e collettori sottostanti da entrambi i lati della carreggiata in caso di rettilineo e dal lato interno nel caso di tratto in curva.

Relazione idrologica e idraulica

Le canalette scaricano le acque raccolte all'interno di pozzetti prefabbricati, posti ad interasse massimo pari a 15 m, per mezzo di caditoie in acciaio. Dai pozzetti si diparte la rete di collettori di progetto che recapita le acque alla vasca di trattamento.

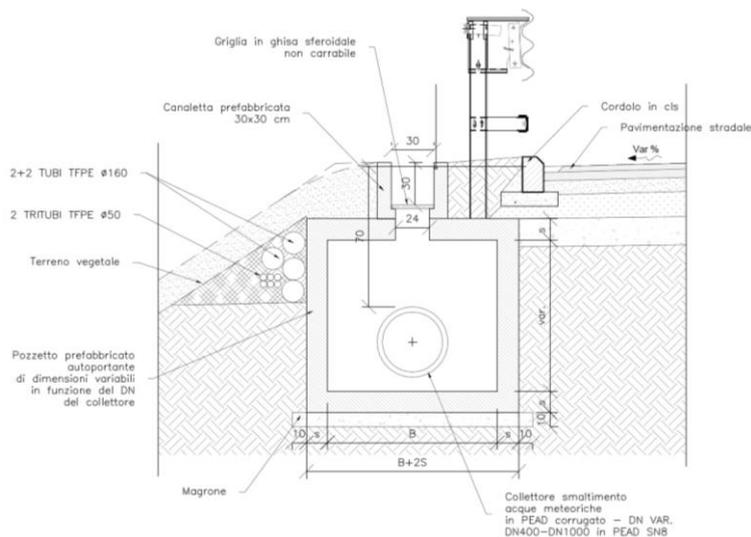


Figura 45 – Sezione in corrispondenza del pozzetto.

8.3 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN VIADOTTO

In corrispondenza di ponti e viadotti sono previste lungo le banchine caditoie stradali, con interasse massimo di 10 m, munite di griglie carrabili in ghisa, collegate alla sottostante tubazione di raccolta in acciaio ed ancorata all'impalcato mediante staffaggi. Tale tubazione, di diametro minimo Φ 200 mm, consentirà di dare continuità ai collettori di raccolta delle acque di piattaforma e di addurre i drenaggi ai collettori posti al termine dell'opera.

Relazione idrologica e idraulica

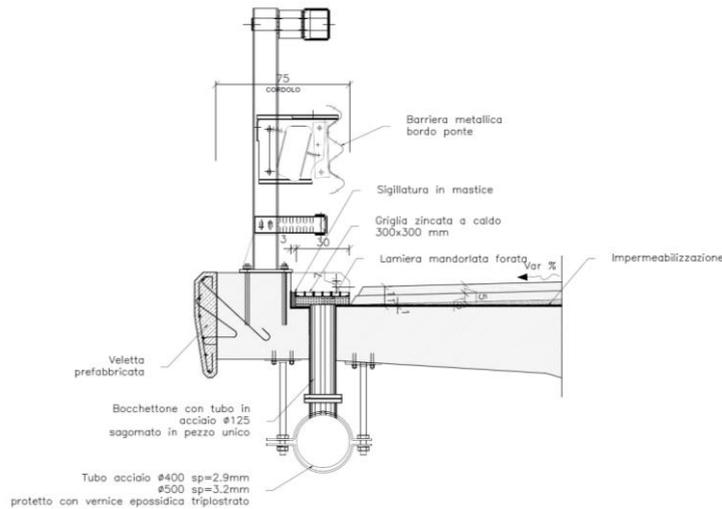


Figura 46 – Sezione tipo in viadotto.

8.4 PRESIDI IDRAULICI PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

È stata prevista la realizzazione di una vasca per il trattenimento degli sversamenti accidentali (oli e/o carburanti) e di disoleazione e sedimentazione delle acque di prima pioggia.

È stato previsto il presidio idraulico dell'intera tratta stradale interessata dal progetto, con la realizzazione di vasche per il trattamento delle acque di prima pioggia e di vasche di prima pioggia con sistema di accumulo.

8.5 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – FOSSI DI GUARDIA

Le acque di versante e i deflussi delle zone limitrofe all'infrastruttura in progetto vengono invece raccolti mediante fossi di guardia rivestiti in cls collocati al piede dei rilevati. I flussi vengono raccolti e recapitati direttamente al reticolo idrografico superficiale.

Per i fossi di guardia in progetto si prevede una geometria di tipo trapezoidale, di base di 50 cm con sponde con pendenza 1/1 e profondità di 50 cm.

Relazione idrologica e idraulica

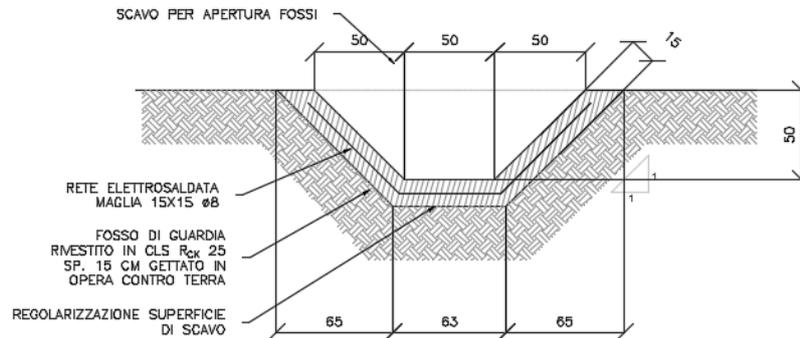


Figura 47 - Fossi di guardia.

8.6 VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO

Le condotte a pelo libero sono state dimensionate nell'ipotesi di moto uniforme, con la relazione di Gauckler - Strickler:

$$Q = A_0 K_0 \sqrt{R_0 i}$$

$$K_0 = c R_0^{1/6}$$

Dove:

- i = pendenza del tronco di condotta;
- R_0 = raggio idraulico della sezione;
- A_0 = area bagnata;
- c = coefficiente di Gauckler - Strickler;
- Q = portata.

Per ogni elemento è stata determinata la portata corrispondente ad un grado di riempimento pari al 70% per tutte le tubazioni, un grado di riempimento pari al 50% per le condotte con diametro inferiore a DN400, ed è stata confrontata con la portata transitante in ogni tronco.

Per ogni pozzetto o caditoia è stato determinato il contributo di portata, la portata di progetto, ovvero la portata che defluisce nei collettori, è data dalla somma dei singoli contributi.

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

- $K=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le canalizzazioni aperte in C.A.;

Relazione idrologica e idraulica

- $K=83 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in PEAD;
- $K=110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in acciaio.

La portata smaltita dai collettori è stata determinata in funzione dell'area drenata, data dall'interasse tra i pozzetti per la larghezza della corsia pari a 9.75 m nel caso di sezione in curva e pari a 4.75 m per le sezioni in rettilineo.

8.7 VERIFICA IDRAULICA DELLE CANALETTE

Le canalette di raccolta delle acque meteoriche a sezione quadrata 30x30 cm sono state dimensionate nell'ipotesi di moto uniforme, con la relazione di Gauckler - Strickler:

$$Q = A_0 K_0 \sqrt{R_0 i}$$

$$K_0 = c R_0^{1/6}$$

Dove:

- i = pendenza del tronco di condotta;
- R_0 = raggio idraulico della sezione;
- A_0 = area bagnata;
- c = coefficiente di Gauckler - Strickler;
- Q = portata.

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

- $K=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Le canalette sono disposte su entrambi i cigli esterni della carreggiata o su un unico ciglio esterno nel tratto in curva. Le acque meteoriche che precipitano sulla piattaforma stradale sono convogliate nelle canalette mediante delle aperture sulla cordatura o con embrici e da qui finiscono nei collettori attraverso delle caditoie con pozzetto.

Relazione idrologica e idraulica

Il dimensionamento delle canalette viene eseguito considerando la portata massima che viene smaltita dal singolo pozzetto nella condizione più gravosa, in funzione dell'area drenata.

8.8 CAPACITÀ DI SMALTIMENTO DEGLI EMBRICI

Il sistema di drenaggio delle acque meteoriche è alimentato dagli embrici che raccolgono le acque di ruscellamento sulla piattaforma stradale e le convogliano nella canaletta laterale.

La capacità di evacuazione degli embrici può essere stimata ipotizzando un funzionamento a soglia sfiorante di larghezza L e altezza d'acqua h secondo la relazione:

$$Q = c_q(L * h)\sqrt{2gh}$$

dalla quale, ponendo:

- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (accelerazione di gravità);
- $c_q = 0.385$ (coefficiente di portata);
- $L = 0.5 \text{ m}$ (larghezza di invito dell'embrice, ridotta del 50% in favore di sicurezza);
- $h = 0.075 \text{ m}$ è stato valutato come il minore tra il valore ricavato con il seguente metodo:

$$h = h_1 + h_2$$

dove $h_1 = 0.04 \text{ m}$ pari allo spessore dello strato di usura drenate, infatti la testa degli embrici va impostata sulla sommità dello strato di binder

$$h_2 = 0,025 \quad \text{è il minore tra i seguenti valori}$$

- o assumendo una pendenza trasversale pari al 2,5% ed avendo una larghezza della banchina pari 1,25 la massima altezza dell'acqua sul cordolo è pari a 3.13 cm;
- o altezza della lama d'acqua pari alla metà dell'altezza massima del cordolo come previsto dal DM 05/11/2001 pari a 5,0 cm;

8.9 VERIFICA DEI TRATTI IN VIADOTTO

Per i tratti in viadotto, analogamente a quanto esposto per la verifica degli interassi degli embrici, si è considerato ammissibile l'allagamento di un metro di piattaforma a margine della carreggiata.

Relazione idrologica e idraulica

Si realizza così un canale di bordo triangolare con una larghezza $B = 1$ m, avendo previsto una tale ampiezza massima d'impegno della banchina, e con un tirante d'acqua dipendente dalla pendenza trasversale i della carreggiata.

Lo scarico dell'acqua di raccolta è affidato a bocchettoni posti ad opportuno interasse tra loro, che convogliano l'acqua in un tubo di dimensioni minime $\Phi 125$ mm in acciaio, posto sotto l'impalcato stesso dell'opera.

Per la determinazione dell'interasse tra i bocchettoni può essere utilizzata la formula di Gauckler-Strickler, applicata ad un canale di sezione triangolare:

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

con $K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, pari a Manning $n = 0.014$

Con pendenza trasversale p_t variabile, si ha:

$$A = \text{area bagnata} = p_t * B^2 / 2$$

$$C = \text{contorno bagnato} = B(1 + p_t)$$

$$R = \text{raggio idraulico} = A/C = \frac{B}{2} * \frac{p_t}{1 + p_t}$$

Fissando la larghezza massima impegnata dal canale di bordo pari a 1.0 m ed una pendenza trasversale cautelativamente fissata al 2,5%.

Lungo tutto lo sviluppo del viadotto si prevedono caditoie con interasse pari a 10 m.

9 INVARIANZA IDRAULICA

Il principio di invarianza idraulica delle trasformazioni del territorio, definito nel seguente modo:

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

La realizzazione dell’opera stradale in progetto comporta l’impermeabilizzazione di superfici agricole/naturali mettendo in evidenza diverse problematiche connesse con lo smaltimento delle acque meteoriche; in particolare si possono avere conseguenze idraulico-quantitative, date dall’insufficienza dei corsi d’acqua ricettori e delle reti di fognatura esistenti.

Il ciclo naturale delle acque subisce, a seguito della costruzione dell’opera stradale, due tipi di alterazioni di tipo idraulico-quantitativo riconducibili ad:

- una modifica del regime idrologico locale dovuto ad una minore infiltrazione delle acque piovane nel sottosuolo;
- la maggiore impermeabilizzazione aumenta le velocità dei deflussi superficiali e quindi riduce i tempi di corrivazione dei bacini con il conseguente aumento delle portate consegnate ai ricettori;

Queste conseguenze possono essere controllate inserendo nei sistemi di raccolta dei volumi di invaso che abbiano la funzione di laminare i picchi di portata in modo da ottenere un rilascio controllato delle portate in uscita verso i recettori.

Il presente progetto si prefigge perciò di garantire l’invarianza idraulica del territorio, essa è definita come “la trasformazione di un area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dalla stessa”.

Nel caso specifico dell’opera stradale in progetto l’incremento di portata dovuto alla nuova impermeabilizzazione viene assorbito dal sistema di drenaggio attraverso l’invaso nel sistema di drenaggio della piattaforma stradale e nei fossi di guardia, essi infatti hanno una sezione idraulica dimensionata non per la funzione di drenaggio delle portate bensì per la loro funzione di invaso delle acque.

In assenza di specifiche normative regionali in merito all’invarianza idraulica, vengono fatte valutazioni in merito alla capacità di laminazione del sistema di drenaggio di piattaforma e si esegue una verifica tra la portata scaricata nel reticolo idrografico e la portata duecentennale dello stesso corso d’acqua.

Nel caso in esame la portata complessiva che andrebbe a scaricare nel corpo idrico ricettore è pari a:

Relazione idrologica e idraulica

Calcolo delle portate pluviali			
Metodo diretto			
i =	132.36	mm/h	intensità di pioggia per un fissato tempo di ritorno
A =	0.0078	km ²	area del bacino
φ =	0.9		coefficiente di afflusso
Q =	0.26	m ³ /s	portata di progetto
	258.10	l/s	

La portata duecentennale del fiume Sordo è pari a:

					Tr = 200 anni			
Sez. di chiusura	Bacini	Nome corso d'acqua	L asta (m)	Area bacino (mq)	Rtot (mm)	Re (mm)	Cd	Qp (mc/s)
1	S1	Fiume Corno	41706	366761354	94.49	22.10	0.23	365.08

L'incremento di portata dovuto allo scarico delle acque di piattaforma è pari a:

$$\Delta q\% = 0.26 / 365.08 = 0.07 \%$$

Che non comporta alcuna variazione nell'altezza del tirante idrico, confermando l'invarianza idraulica dovuta allo scarico.

Nel caso di impermeabilizzazioni dovute a strade, l'invarianza idraulica si può realizzare con un opportuno dimensionamento dei fossi laterali e delle canalette e collettori di drenaggio.

Inoltre, nei casi in cui lo scarico delle acque meteoriche da una superficie giunga direttamente al mare o ad altro corpo idrico il cui livello non risulti influenzato dagli apporti meteorici, l'invarianza idraulica delle trasformazioni delle superfici è implicitamente garantita a prescindere dalla realizzazione di dispositivi di laminazione.

Si è comunque proceduto ad una valutazione formale del volume di laminazione necessario a garantire l'invarianza idraulica. La superficie utilizzata per il calcolo è quella relativa all'effettiva trasformazione del suolo, cioè la parte che viene pavimentata in aumento rispetto alla configurazione dello stato attuale. Nella valutazione dell'invarianza idraulica è stata considerata soltanto la suddetta superficie in quanto soltanto questa comporta un aumento delle portate scaricate nel corpo idrico ricettore. Viene messo in evidenza che il dimensionamento delle vasche di prima pioggia, riportato in dettaglio nella relazione idraulica del corpo stradale, è stato eseguito considerando l'intera superficie della piattaforma stradale.

Relazione idrologica e idraulica

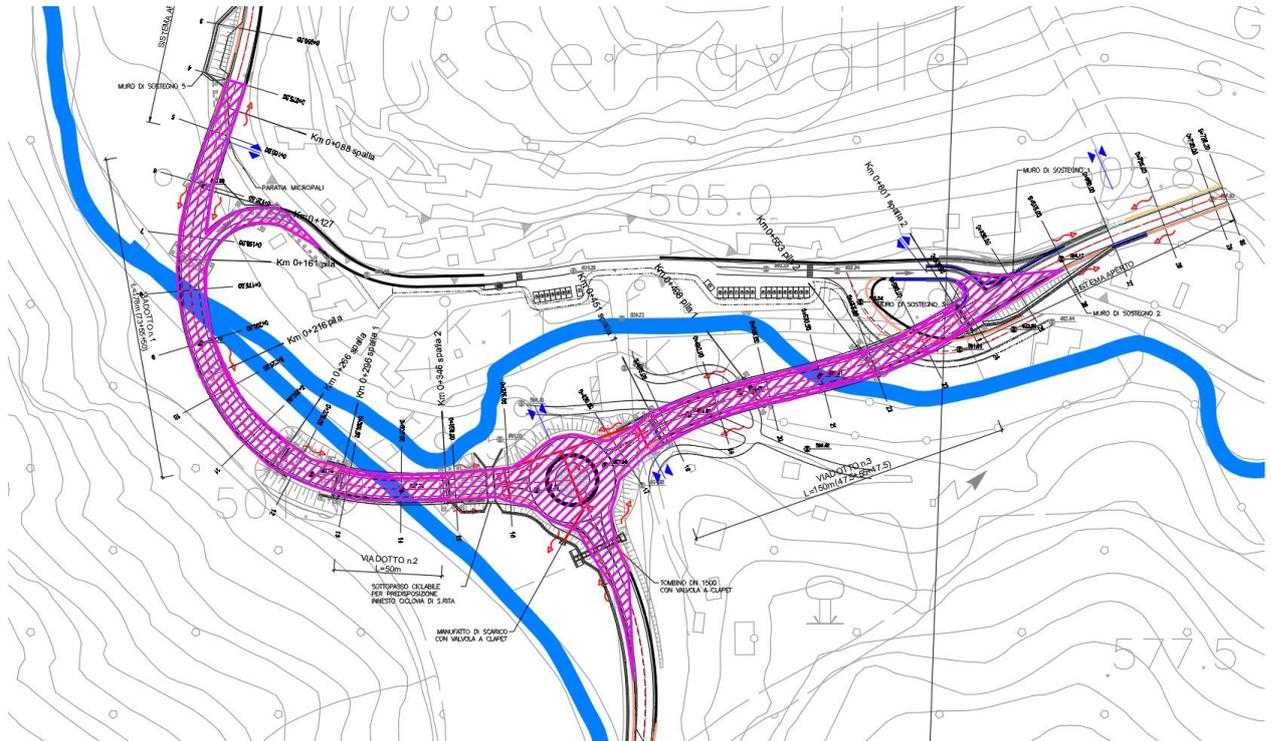


Figura 48 – Superfici drenate.

Il dimensionamento del volume di invaso sarà effettuato con il metodo delle sole piogge che risulta essere il più cautelativo tra i metodi che si possono trovare in letteratura, considerando un evento meteorico con tempo di ritorno pari a 25 anni.

Il volume di laminazione sarà determinato dalla differenza tra il volume in ingresso e quello in uscita, integrando rispetto il tempo la portata in ingresso e quella in uscita ai bacini nel seguente modo:

- volume in ingresso al bacino di laminazione:
$$Vi(t) = \sum_{t=0}^{tf} Qi(t) \cdot dt [m^3]$$

- volume in uscita al bacino di laminazione:
$$Vu(t) = \sum_{t=0}^{tf} Qu(t) \cdot dt [m^3]$$

Il volume complessivo necessario per la laminazione sarà perciò dato dal valore massimo della seguente differenza variabile nel tempo:

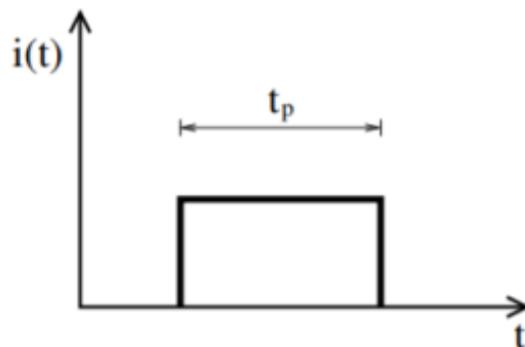
Relazione idrologica e idraulica

$$\Delta V = Vi(t) - Vu(t) [m^3]$$

Il volume così determinato non sarà aumentato per tenere conto che tale metodo si basa su ipotesi semplificative e considera eventi di progetto isolati, in quanto per la conformazione dei bacini e del sistema di raccolta delle acque meteoriche si hanno comunque dei margini notevoli:

- il tempo di ritorno dell'evento di progetto è elevato anche rispetto a quanto richiesto dalla normativa regionale (TR25);
- il franco di sicurezza rispetto al piano viario o ai territori limitrofi è di 1 m, che tradotto in termini di aumento di volume lo si può stimare variabile caso per caso dal 40 al 50%.

L'idrogramma utilizzato per il calcolo del volume di laminazione è di tipo rettangolare, rappresentativo di una pioggia di intensità costante di durata pari al tempo di corrivazione.



La portata in uscita dai bacini di laminazione è stata presa pari a 20 l/s per ettaro in accordo a quanto previsto dalla normativa regionale nei casi di trasformazioni che avvengono dove l'area di intervento sia già in parte urbanizzata. Essendo questo un intervento di raddoppio di viabilità esistente lo si ritiene paragonabile.

Nel caso di significativa impermeabilizzazione le luci di scarico e i tiranti idrici, ammessi nell'invaso in modo che garantiscano la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione, sono dimensionati considerando una durata di pioggia di 0.25 ore e un tempo di ritorno pari a 25 anni.

Relazione idrologica e idraulica

DATI INPUT		
TR=	25 anni	a= 47.45
S=	7800 m ²	n= 0.26
φ=	0.83	
u_imp=	20 l/s ha	
h=	33.09 mm 0.03 m	spessore pioggia
tcr=	0.25 h	900 sec
Vmax=	203804.2 m ³	
V_in=	214.23 m ³	volume ingresso
V_out=	14.04 m ³	volume uscita
V=	200.19 m³	volume laminazione

I volumi indicati sono tutti gestibili dalle condotte di progetto. Infatti, considerando un riempimento dell'80% delle tubazioni si ottengono volumi di compenso superiori a quelli da laminare.

L (m)	D	V (mc)	V lam (mc)	Recapito
50.00	400	6.28	5.03	Fiume Como
45.00	400	5.65	4.52	Fiume Como
39.00	400	4.90	3.92	Fiume Como
93.00	400	11.69	9.35	Fiume Como
28.00	400	3.52	2.81	Fiume Como
48.00	400	6.03	4.83	Fiume Como
21.00	400	2.64	2.11	Fiume Como
44.00	400	5.53	4.42	Fiume Como
44.00	400	5.53	4.42	Fiume Como
28.00	400	3.52	2.81	Fiume Como
14.00	400	1.76	1.41	Fiume Como
30.00	400	3.77	3.02	Fiume Como
30.00	400	3.77	3.02	Fiume Como
42.00	400	5.28	4.22	Fiume Como
141.00	400	17.72	14.17	Fiume Como
150.00	400	18.85	15.08	Fiume Como
150.00	400	18.85	15.08	Fiume Como
45.00	400	5.65	4.52	Fiume Como
70.00	600	19.79	15.83	Fiume Como
45.00	600	12.72	10.18	Fiume Como
95.00	600	26.86	21.49	Fiume Como
100.00		62.50	50.00	Fiume Como
TOTALE			202.25	