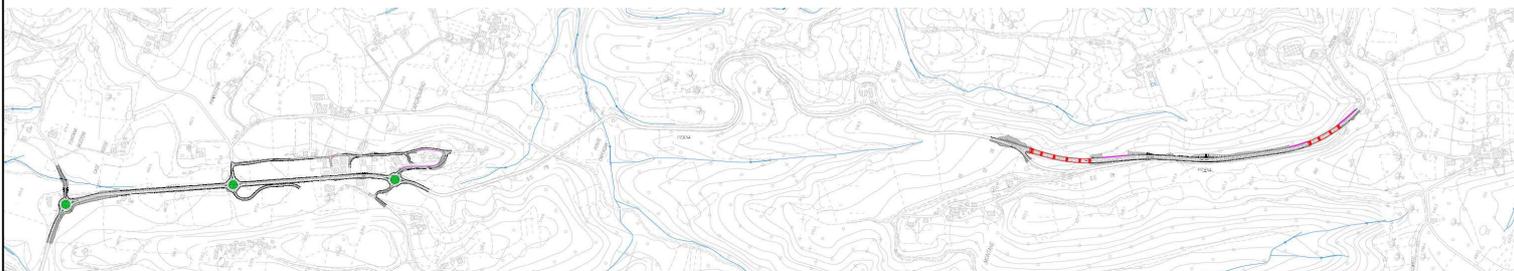


S.S. 78 "SARNANO - AMANDOLA"

LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 1° STRALCIO



PROGETTO DEFINITIVO

IMPRESA ESECUTRICE



GRUPPO DI LAVORO ANAS

PROGETTAZIONE



RESPONSABILE DEI LAVORI

IL PROGETTISTA

Ing. Valerio BAJETTI
Ordine degli Ingegneri della
provincia di Roma n°A26211
(Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio BAJETTI
Ordine degli Ingegneri della
provincia di Roma n°10112
(Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Marco MANCINA

PROTOCOLLO

DATA

N. ELABORATO:

E001

CAPITOLO E - PROGETTO IDRAULICO

CAPITOLO E0 - PARTE GENERALE

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

CODICE PROGETTO

PROGETTO

PROGETTO
D 2 2 0 1

NOME FILE

E001 -T00ID00IDRRE01_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T 0 0 I D 0 0 I D R R E 0 1

A

D

C

B

A

PRIMA EMISSIONE

MARZO
2023

ING. ELISABETTA
ROMANO

ING. GIANCARLO
TANZI

ING. VALERIO
BAJETTI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	3
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	4
3.1	CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE.....	4
3.2	ELEMENTI DI CIRCOLAZIONE IDRICA.....	5
3.3	CARTE IDROGEOLOGICHE	6
4	VERIFICA DI COMPATIBILITÀ CON I PIANI DI BACINO	9
4.1	PIANO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO - PAI.....	9
5	CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI	12
6	PLUVIOMETRIA.....	15
6.1	STIMA DEI PARAMETRI PER DURATE SUPERIORI AD 1 ORA.....	17
6.2	STIMA DEI PARAMETRI PER DURATE INFERIORI AD 1 ORA	18
6.3	RIEPILOGO PARAMETRI LSPP	19
7	STIMA DELLE PORTATE AL COLMO	20
7.1	STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE	20
7.2	STIMA DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	21
7.3	MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI	25
7.4	STIMA DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA.....	27
8	VERIFICA DEI TOMBINI DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO DI PROGETTO	28
9	VERIFICA DEI FOSSI DI GUARDIA.....	30
10	CALCOLO DELL'ALTEZZA DEL VELO IDRICO SULLA PAVIMENTAZIONE	32
11	DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE	35
11.1	VERIFICA DEGLI INTERASSI DI SCARICO.....	40
11.2	VERIFICA DEGLI ELEMENTI DI DRENAGGIO	42
11.2.1	Elementi di captazione	42
	Embrici	42
	Caditoie	44
	Bocchettoni.....	46
11.3	Elementi di convogliamento	47

1 PREMESSA

La presente relazione affronta le tematiche idrologiche e idrauliche relative al progetto definitivo: S.S.78 "SARNANO - AMANDOLA" - Lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in t.s. e potenziamento delle intersezioni - 1° stralcio.

L'intervento ricade nei Comuni di Sarnano (MC) e di Amandola (FM).

Il quadro conoscitivo di riferimento per la caratterizzazione idrologica e idraulica dell'area di intervento e la definizione delle aree di pericolosità sono il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) dell'ex Autorità di Bacino del Fiume Tevere ed il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale (DICEMBRE 2021).

L'area di intervento ricade nel bacino idrografico del Fiume Tevere, UOM ITR111.

Lo scopo della presente relazione è:

- la verifica dell'attuabilità dell'intervento secondo quanto stabilito dai Piani di Bacino;
- la caratterizzazione dell'area in esame dal punto di vista pluviometrico;
- la caratterizzazione morfometrica e idrologica dei bacini idrografici interferenti con il tracciato oggetto di studio;
- la verifica dei manufatti idraulici;
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi di drenaggio del corpo stradale.

L'analisi idrologica dei bacini è stata sviluppata nelle seguenti fasi:

- individuazione del reticolo idrografico;
- delimitazione dei bacini afferenti agli impluvi e caratterizzazione morfologica in ambiente GIS;
- analisi pluviometrica adottando i parametri della regionalizzazione delle piogge intense;
- calcolo delle portate massime al colmo con il metodo razionale.

Sulla base dei parametri stimati i manufatti idraulici di attraversamento sono stati verificati per portate al colmo di pieni corrispondenti a 200 anni di tempo di ritorno.

I fossi di guardia sono stati verificati per portate corrispondenti a 50 anni di tempo di ritorno.

Gli elementi di drenaggio del corpo stradale sono stati verificati per portate corrispondenti a 25 anni di tempo di ritorno.

2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il progetto idraulico è stato sviluppato nel rispetto della vigente normativa di riferimento nazionale e regionale:

- Norme Tecniche per le Costruzioni
 - D.M. 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018;
 - Circolare n.7 del 21.01.2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM.17.01.2018.
- D. Lgs 152/06 art. 113: "Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia" e successive modifiche;
- R.D. n.523/1904;
- R.D.L. n.3267/1923;
- L.R. 5/2006
- D.A.C.R. 26 gennaio 2010, n.145 "Piano di Tutela delle Acque";
- D.G.R. N.53/2014 L.R. 23 novembre 2011 n. 22 – "Norme in materia di riqualificazione urbana sostenibile e assetto idrogeologico. – Art. 10 comma 4 – Criteri, modalità e indicazioni tecnico-operative per la redazione della verifica di compatibilità idraulica degli strumenti di pianificazione territoriale e per l'invarianza idraulica delle trasformazioni territoriali"
- Aggiornamento del Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale delle Marche (P.A.I.) - Aggiornamento 2016
- Norme Tecniche di Attuazione del PAI.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

3.1 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

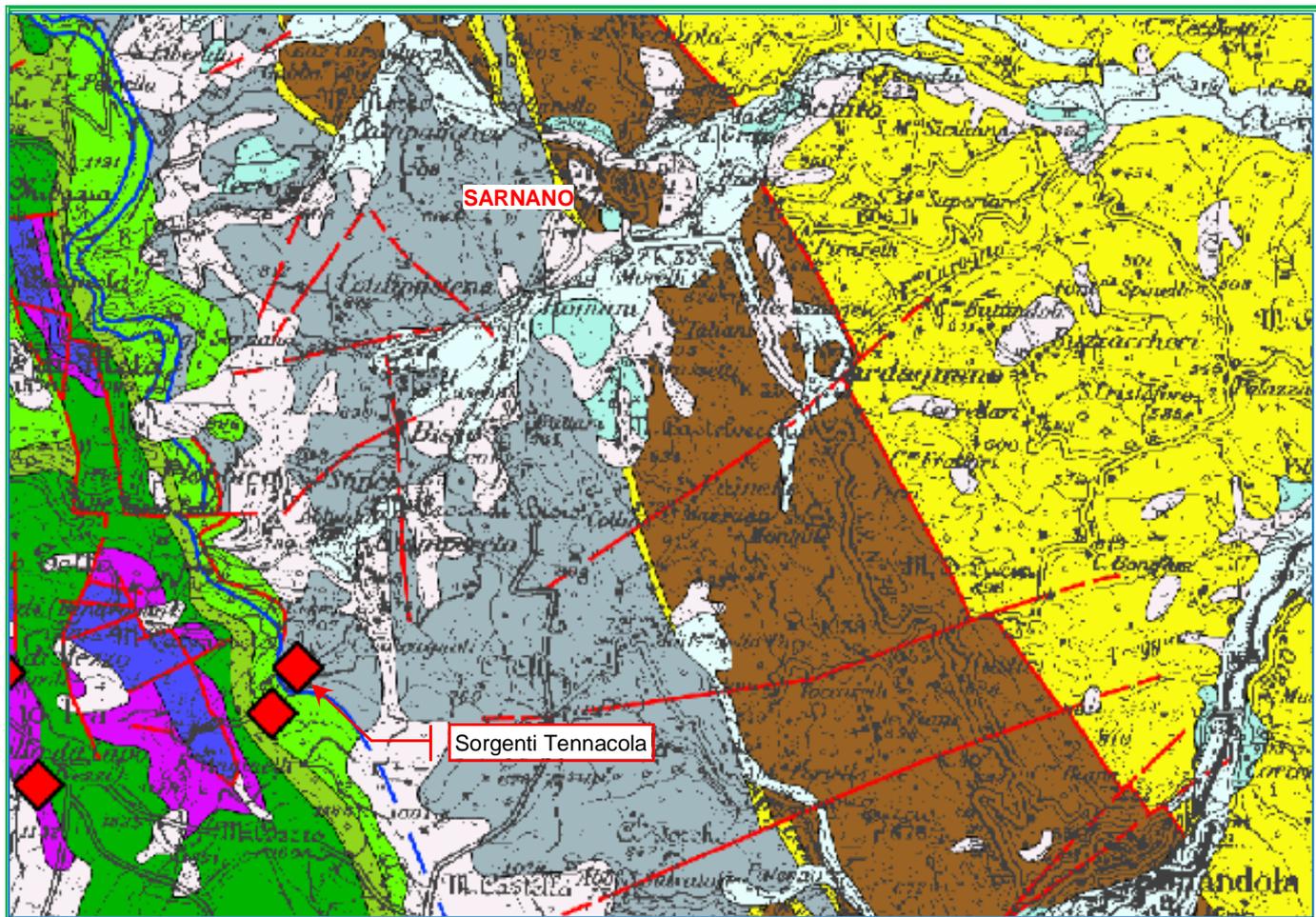
L'area in studio, ove è predominante la formazione della Laga, è drenata dal Fiume Tenna e da reticolo idrografico secondario dei relativi affluenti, con particolare riferimento al Torrente Tennacola, nel cui sottobacino è ubicata l'area in studio.

L'assetto idrogeologico delle aree delle dorsali carbonatiche appenniniche è caratterizzato da estesi acquiferi, la cui permeabilità è molto elevata per fessurazione e carsismo nell'ambito delle formazioni carbonatiche. Questi acquiferi, i più importanti dell'Appennino, sono estesi per diverse centinaia di km² e alimentano sorgenti basali ubicate nelle zone più depresse, dove l'acquifero è tamponato da sedimenti a permeabilità più bassa, costituiti dai depositi terrigeni torbiditici tardo-miocenici o dai sedimenti plio-quadernari di riempimento delle valli fluviali e delle depressioni tettoniche intermontane. I sedimenti quaternari, costituiti da depositi di versante, depositi alluvionali e sedimenti lacustri e/o palustri, presentano una permeabilità variabile in funzione della granulometria e comunque inferiore a quella degli acquiferi carbonatici, in alcuni casi consentono travasi sotterranei dalle falde degli acquiferi regionali negli acquiferi porosi multistrato.

Per quanto attiene alla circolazione idrica nell'ambito delle varie facies della Laga si possono formulare alcune valutazioni generali, di seguito formulate.

Lungo gli orizzonti e straterelli arenacei si può avere una discreta permeabilità per porosità e/o per fessurazione, spesso di tipo mista; essi costituiscono delle vie di deflusso preferenziale delle acque di infiltrazione. Ne consegue che nelle alternanze arenaceo - pelitiche si può avere una permeabilità di tipo "orientato"; in tali successioni la permeabilità è variabile in relazione alla litologia dello strato o livello al quale si riferisce. Così nell'ambito della stessa alternanza si riscontrano situazioni estreme, date dai livelli di argille impermeabili e dai livelli arenacei fratturati, permeabili. Ne consegue che parallelamente alla stratificazione, in corrispondenza dei banconi arenacei fratturati e/o porosi, si possono avere valori di permeabilità sensibilmente alti, mentre in corrispondenza degli orizzonti argillosi si hanno condizioni di quasi impermeabilità. Ne deriva che l'alternanza, nel suo complesso, si comporta come un terreno poco permeabile, o addirittura impermeabile, nella direzione ortogonale alla stratificazione; si può invece riscontrare una permeabilità, generalmente molto limitata o scarsa, nella direzione parallela alla stratificazione, relegata ai livelli arenacei fratturati e/o più porosi. Tale differenza di permeabilità tra le due direzioni (ortogonale o parallela alla stratificazione) è più o meno marcata in relazione alla prevalenza dei termini argillosi od arenacei.

Nell'ambito del bacino idrografico del Fiume Tenna, nella parte alta del sottobacino del Torrente Tennacola, in prossimità di Sarnano si hanno delle manifestazioni sorgentizie, (cfr. Figura 5.1) tratte da dalla Carta delle Strutture Idrogeologiche e delle Diretrici di deflusso delle Acque sotterranee - Piano Tutela Acque - Regione Marche; le più prossime a Sarnano sono le Sorgenti Tennacola, ubicate al contatto tra il Complesso Idrogeologico della Scaglia Cinerea ed il Complesso Idrogeologico della Scaglia.



3.2 ELEMENTI DI CIRCOLAZIONE IDRICA

Sulla scorta degli studi geologici, di dettaglio ed a carattere regionale disponibili, morfologici e litologici, può essere formulata una verosimile identificazione delle caratteristiche idrogeologiche del territorio in studio, con particolare riferimento alle caratteristiche di permeabilità delle varie unità idrogeologiche.

In siffatte condizioni la circolazione idrica superficiale, subsuperficiale (intendendo con tale termine le acque che si rinvergono a breve profondità dal piano campagna) e profonda si esplica laddove la permeabilità delle rocce è tale da consentirne l'accumulo e/o il deflusso.

Vengono qui di seguito descritti sia il comportamento delle acque di deflusso superficiale, sia le situazioni riscontrabili nel territorio in esame in cui sussistono le condizioni per la formazione di falde acquifere.

a) Acque superficiali

La possibilità di infiltrazione delle acque di precipitazione meteorica nel sottosuolo dipende sia dalla permeabilità del terreno, sia dalla acclività dei versanti.

Le acque ricadenti sui terreni argillosi defluiscono quasi tutte in superficie, drenate dal reticolo idrografico ivi presente.

Sui terreni permeabili, quali le arenarie fratturate, parte delle acque invece si infiltra nel sottosuolo e va a formare le falde acquifere.

Nel territorio esaminato il drenaggio superficiale è quello naturale delle incisioni, che in genere è discretamente sviluppato e consente un deflusso delle acque abbastanza rapido.

b) Acque subsuperficiali

Sono quelle che permeano all'interno delle coperture detritiche e, raggiunto il substrato meno permeabile, defluiscono verso valle, venendo a giorno sotto forma di piccole sorgenti in concomitanza delle maggiori precipitazioni atmosferiche; la maggior parte di queste è comunque a carattere stagionale e si esaurisce non molto tempo dopo il cessare dell'evento meteorico.

c) Acque profonde

Formano le falde acquifere vere e proprie, la cui circolazione è essenzialmente relegata nell'ambito delle alternanze arenaceo-pelitiche che formano la maggior parte del territorio in esame.

La caratteristica peculiare di questi terreni è, come accennato, la facoltà di lasciarsi attraversare dall'acqua solo in una direzione preferenziale, che è quella parallela alla stratificazione (permeabilità orientata).

Ne consegue che fare delle previsioni sull'andamento delle falde acquifere non è certo semplice, giacché nell'ambito dell'ammasso roccioso si può venire a creare un complesso sistema idrico sia discontinuo, sia senza soluzioni di continuità, formato da più falde acquifere variamente articolate ed intercomunicanti, in relazione all'abbondanza degli orizzonti permeabili (arenarie fratturate) e al grado ed al tipo di fratturazione delle rocce.

3.3 CARTE IDROGEOLOGICHE

Nelle carte idrogeologiche, elaborate su base cartografica in scala 1:2.000, sono stati distinti i seguenti elementi:

- Unità permeabili per porosità: vi appartengono le formazioni prevalentemente incoerenti, dotate di permeabilità per porosità (permeabilità primaria); Nelle zone di fondovalle e acquistano carattere di acquiferi, con falda libera, non confinata superiormente. Ai suddetti terreni si può affidare un coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-2} \div 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

Nel territorio in studio vi si possono ascrivere:

- i depositi eluvio-colluviali, costituiti da sabbie, ghiaie e ciottoli ed i corpi di frana, che possono essere sedi temporanee o occasionale di falde acquifere libere
- i depositi alluvionali terrazzati costituiti da ghiaia, sabbia e limi con possibilità di formazione di falda acquifera libera.
- b) Unità scarsamente permeabili per porosità con permeabilità orientata: vi appartengono le formazioni costituite da alternanza di livelli arenacei poco permeabili per porosità e livelli pelitici impermeabili; si ha una possibile circolazione idrica ridotta negli strati arenacei, con deflusso idrico parallelamente alla stratificazione; il coefficiente di permeabilità nei livelli arenacei può valutarsi come segue:
 - parallelamente alla stratificazione $K = 10^{-4} \div 10^{-5} \text{ cm/sec}$
 - direzione ortogonale alla stratificazione $K = 10^{-7} \div 10^{-9} \text{ cm/sec}$

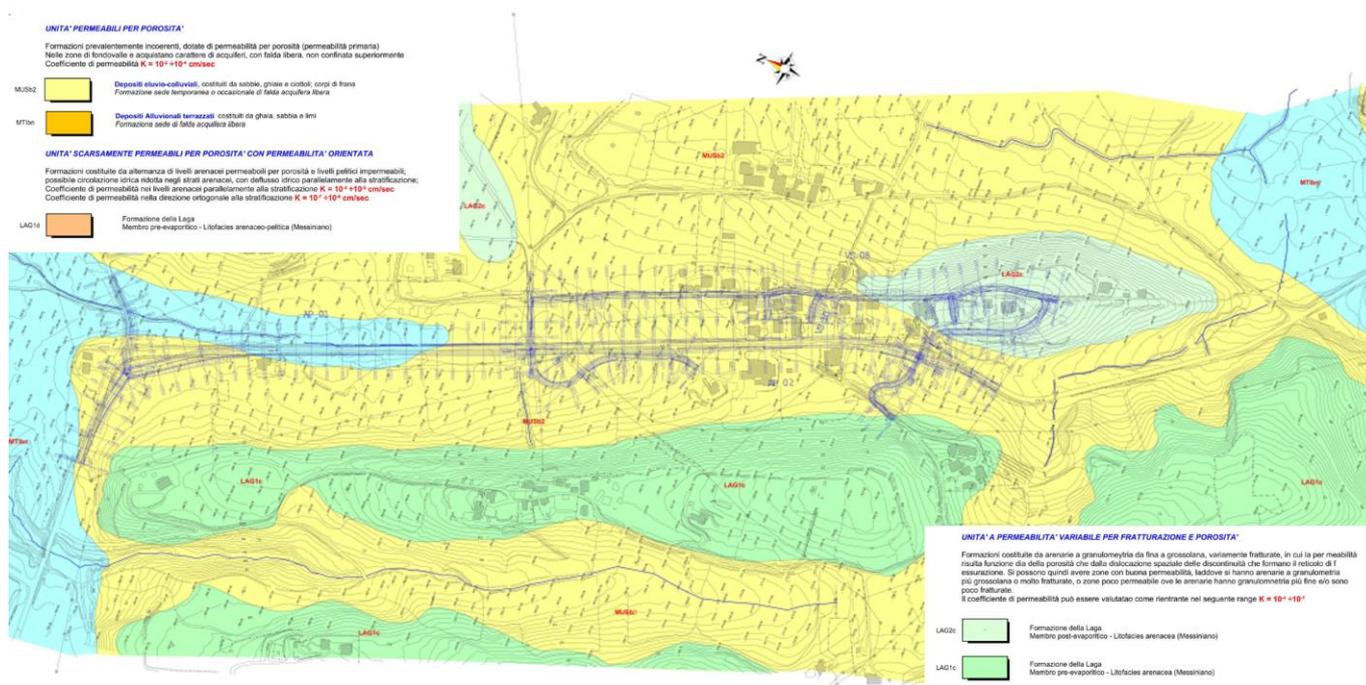
Vi appartiene la Formazione della Laga - Membro pre-evaporitico - Litofacies arenaceo-pelitica (LAG1d)

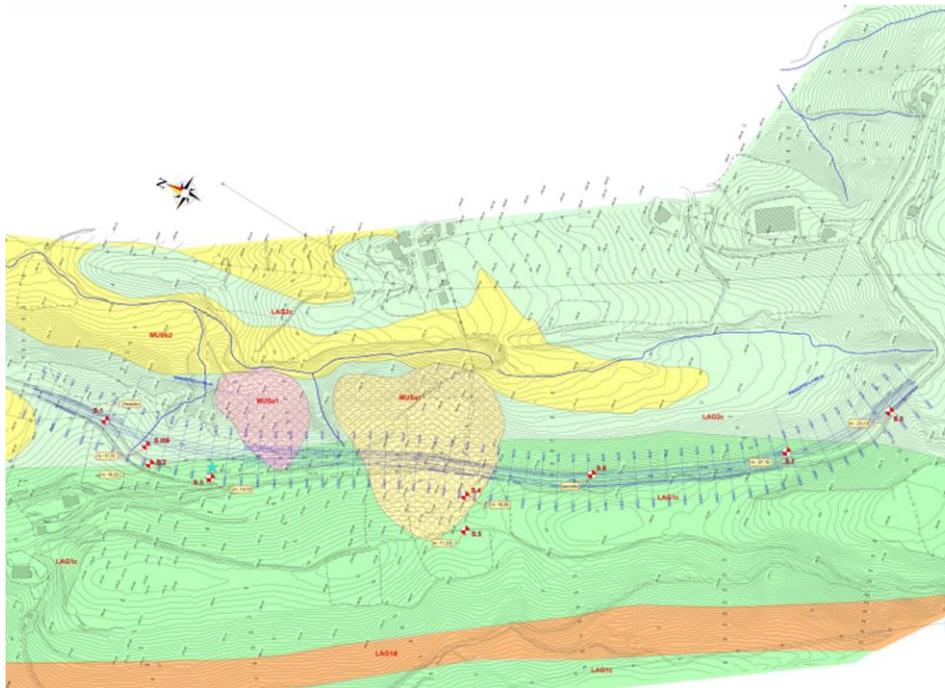
- Unità a permeabilità variabile per fratturazione e porosità: vi appartengono le formazioni costituite da arenarie a granulometria da fina a grossolana, variamente fratturate, in cui la permeabilità risulta funzione sia della porosità che dalla dislocazione spaziale delle discontinuità che formano il reticolo di fessurazione. Si possono quindi avere zone con buona permeabilità, laddove si hanno arenarie a granulometria più grossolana o molto fratturate, o zone poco permeabili ove le arenarie hanno granulometria più fine e/o sono poco fratturate. Il coefficiente di permeabilità può essere valutato come rientrante nel seguente range

$$K = 10^{-4} \div 10^{-7}$$

Vi appartengono:

- la Formazione della Laga - Membro post-evaporitico - Litofacies arenacea (LAG2c)
- la Formazione della Laga - Membro pre-evaporitico - Litofacies arenacea (LAG1c)





- UNITA' PERMEABILI PER POROSITA'**
Formazioni prevalentemente incroccate, dotate di permeabilità per porosità (permeabilità primaria)
Nelle zone di forte erosione e acquedotto carattere di acquedotti, con fessure libere, non confinate superficialmente
Coefficiente di permeabilità $K = 10^{-1} - 10^{-2}$ cm/sec
- MUS1** Depositi alluvionali-colluviali, costituiti da sabbie, ghiaie e ciottoli, corpi di frana
Formazione poco arginosa e occasionalmente di fessure aperte
- MUS2** Depositi alluvionali terrazzati, costituiti da ghiaie, sabbie e limi
Formazione sede di fessure occasionali
- UNITA' SCARSAMENTE PERMEABILI PER POROSITA' CON PERMEABILITA' ORIENTATA**
Formazioni costituite da alternanza di livelli arenacei permeabili per porosità e livelli pellici impermeabili
possibile circolazione idrica rapida negli strati arenacei, con debole o nullo parallelismo alla stratificazione.
Coefficiente di permeabilità nei livelli arenacei parallelamente alla stratificazione $K = 10^{-2} - 10^{-3}$ cm/sec
Coefficiente di permeabilità nella direzione ortogonale alla stratificazione $K = 10^{-5} - 10^{-6}$ cm/sec
- LAG1** Formazione della Laga
Membro pre-evaporitico - Litofacies arenaceo-pellica (Messiniano)
- UNITA' A PERMEABILITA' VARIABLE PER FRATTURAZIONE E POROSITA'**
Formazioni costituite da alternanza di livelli arenacei permeabili per porosità e livelli pellici impermeabili
risulta funzione sia della porosità che della discontinuità spaziale delle discontinuità che formano il reticolo di fratturazione. Si possono quindi avere zone con buona permeabilità, laddove si hanno arenacei a granulometria più grossolana o molto fratturati, o zone poco permeabili ove le arenacei hanno granulometria più fine e/o sono poco fratturate.
Il coefficiente di permeabilità può essere valutato come variante nel seguente range $K = 10^{-2} - 10^{-3}$
- LAG2** Formazione della Laga
Membro post-evaporitico - Litofacies arenacea (Messiniano)
- LAG3** Formazione della Laga
Membro pre-evaporitico - Litofacies arenacea (Messiniano)
- LAG4** Formazione della Laga
Membro post-evaporitico - Litofacies arenacea (Messiniano)
- Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale**
Piano Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale delle Marche
Carta del Rischio Idrogeologico
- Area a rischio di Frana Moderata (R1) Codice Frana: F-21-124
- IFFI (INVENTARIO) DEI FENOMENI FRANOSI IN ITALIA (ISPRA)**
- Frana per scivolamento rotazionale/traslativo (D Frana: 0440161700)
- Frana per colamento lento (D Frana: 0440161900)
- Area con fessure superficiali diffuse
- Sorgenti
- Misure piezometriche del 14/04/2023 (Nelle el p.c.)

4 VERIFICA DI COMPATIBILITÀ CON I PIANI DI BACINO

La zona oggetto di studio rientra nell'ambito territoriale di competenza dell'Autorità Distrettuale dell'Appennino Centrale, nell'UOM ITR111 – Bacino regionale Marche.

Nel paragrafo successivo si illustrerà il PAI che, ai sensi della L. 365/2000, ha valore di piano sovraordinato a tutti gli altri piani. Tutti gli altri piani recepiscono ed attuano le disposizioni di Piano.

4.1 PIANO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO – PAI

Relativamente all'assetto idraulico, lo strumento attuale di pianificazione è il Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI), richiesto dalle LL. 267/98 e 365/00, che si configura come stralcio funzionale del settore della pericolosità idraulica ed idrogeologica del Piano generale di bacino previsto dalla L.183/89. L'ambito di applicazione del PAI è relativo ai bacini idrografici regionali marchigiani elencati e cartografati nell'Allegato B della L.R. 13/99. In tali bacini ricadono anche territori della Regione Umbria e pertanto per l'applicazione del PAI in tali aree dovrà essere seguita la procedura prevista dall'art. 20 della Legge 183/89. E' esclusa la parte del territorio regionale ricadente all'interno dei bacini idrografici di competenza delle Autorità di Bacino Nazionale del F. Tevere, Interregionale del F. Tronto e Interregionale dei Fiumi Marecchia e Conca.

Il progetto di piano è stato approvato con Delibera del Comitato Istituzionale n. 13 del 30/04/2001.

Il PAI è stato adottato, in prima adozione, con Delibera n. 15 del 28 giugno 2001. A seguito delle osservazioni alla prima adozione del piano e alle loro istruttorie, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino ha adottato definitivamente il PAI, con Delibera n. 42 del 7 maggio 2003 (seconda e definitiva adozione).

La Giunta Regionale con DGR n. 872 del 17/06/2003 ha trasmesso il Piano al Consiglio Regionale e con DGR n. 873 del 17/06/2003 ha approvato le "Misure di Salvaguardia", decorrenti dalla data di pubblicazione sul BURM (12 settembre 2003 - BUR n. 83) e vigenti fino all'entrata in vigore del Piano.

Il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale è stato approvato con Deliberazione di Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004 pubblicata sul supplemento n. 5 al BUR n. 15 del 13/02/2004 e costituisce, ad oggi, il PAI vigente.

Successivamente all'approvazione del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale sono stati approvati degli atti che modificano parte degli elaborati allegati al PAI di cui alla Deliberazione di Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004.

Con DCI n° 68 del 08/08/2016 e' stato approvato, in prima adozione, l'Aggiornamento 2016 al PAI.

Con DGR n° 982 del 08/08/2016 sono state approvate le misure di salvaguardia.

Con DPCM del 14/03/2022 è avvenuta l' "Approvazione del Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale delle Marche (P.A.I.) - Aggiornamento 2016".

Il PAI costituisce lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo, alla prevenzione del rischio idrogeologico, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato. L'assetto idrogeologico comprende:

Il Piano si compone dei seguenti elaborati:

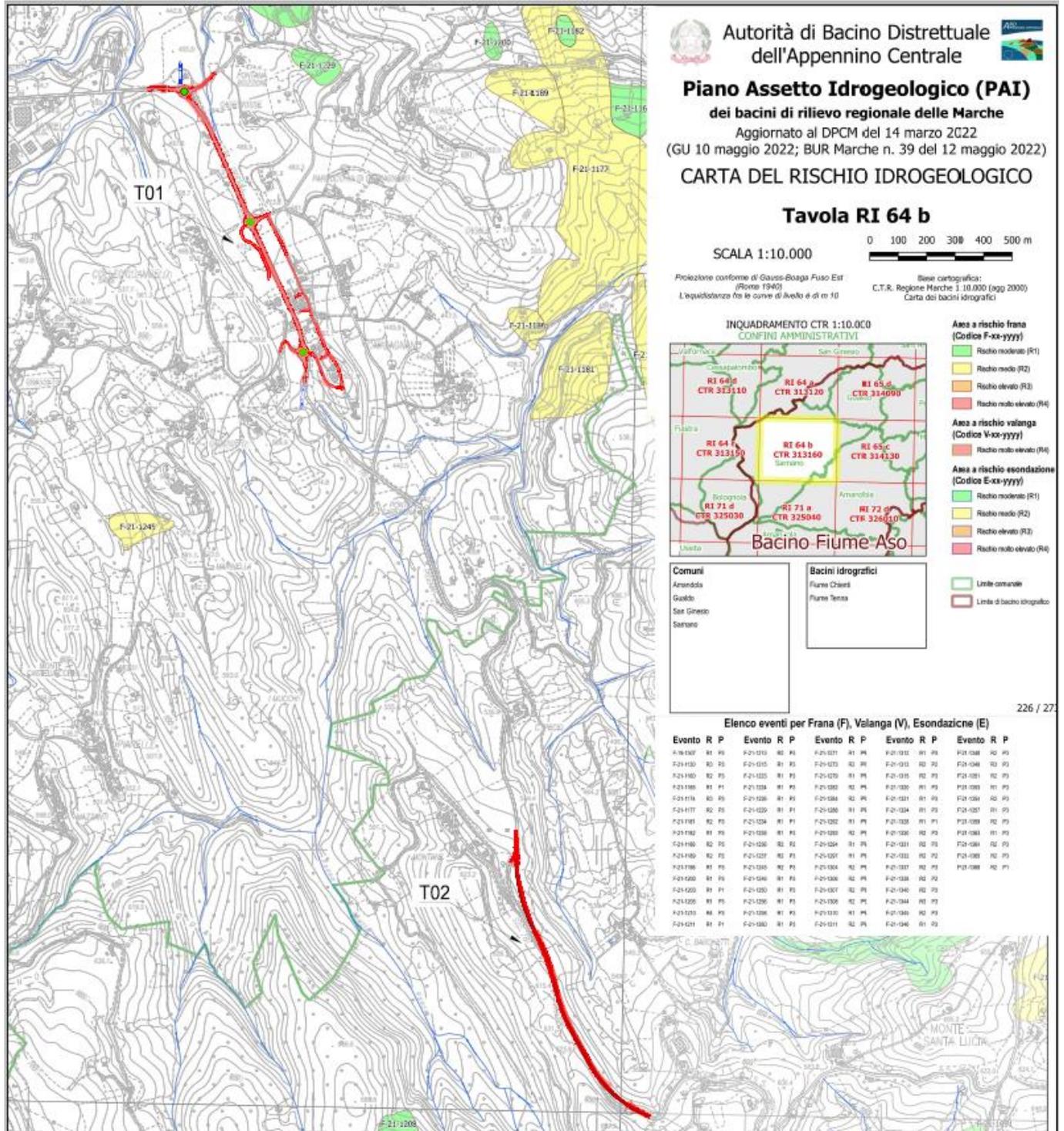
a) «Carta del rischio idrogeologico» (riferimento art. 3, comma 2, lettera b) , seconda linea, delle norme di attuazione del PAI) - Tav. RI Quadro d'unione, scala 1:200.000 e da Tav. RI 1 a Tav. RI 79, scala 1:10.000, graficizzate per le sole parti riguardanti il territorio dei bacini di rilievo regionale come riportato nella tavola RI Quadro d'unione;

b) Quadro delle pericolosità dei fenomeni gravitativi (riferimento art. 3, comma 2, lettera c) , delle norme di attuazione del PAI) .

Nell'Art. 7 delle norme di attuazione (All. D) viene definita la fascia di territorio inondabile pertinente a piene con tempi di ritorno fino a 200 anni. La fascia di territorio inondabile assimilabile a piene con tempi di ritorno fino 200 anni comprende il relativo alveo di piena così come definito nell'allegato indicato all'Articolo 3, comma 2, lettera d), "Indirizzi d'uso del territorio per la salvaguardia dai fenomeni di esondazione".

La fascia di territorio con probabilità di inondazione corrispondente a piene con tempi di ritorno fino a 200 anni costituisce, nei territori non urbanizzati, l'ambito di riferimento naturale per il massimo deflusso idrico ed ha la funzione del contenimento e laminazione naturale delle piene nonché la funzione della salvaguardia della qualità ambientale dei corsi d'acqua. La fascia che, anche successivamente alla realizzazione degli interventi per la mitigazione del rischio idraulico previsti dal presente Piano, risulta inondabile per piene con tempi di ritorno fino a 200 anni, costituisce l'ambito territoriale definitivo di deflusso delle piene.

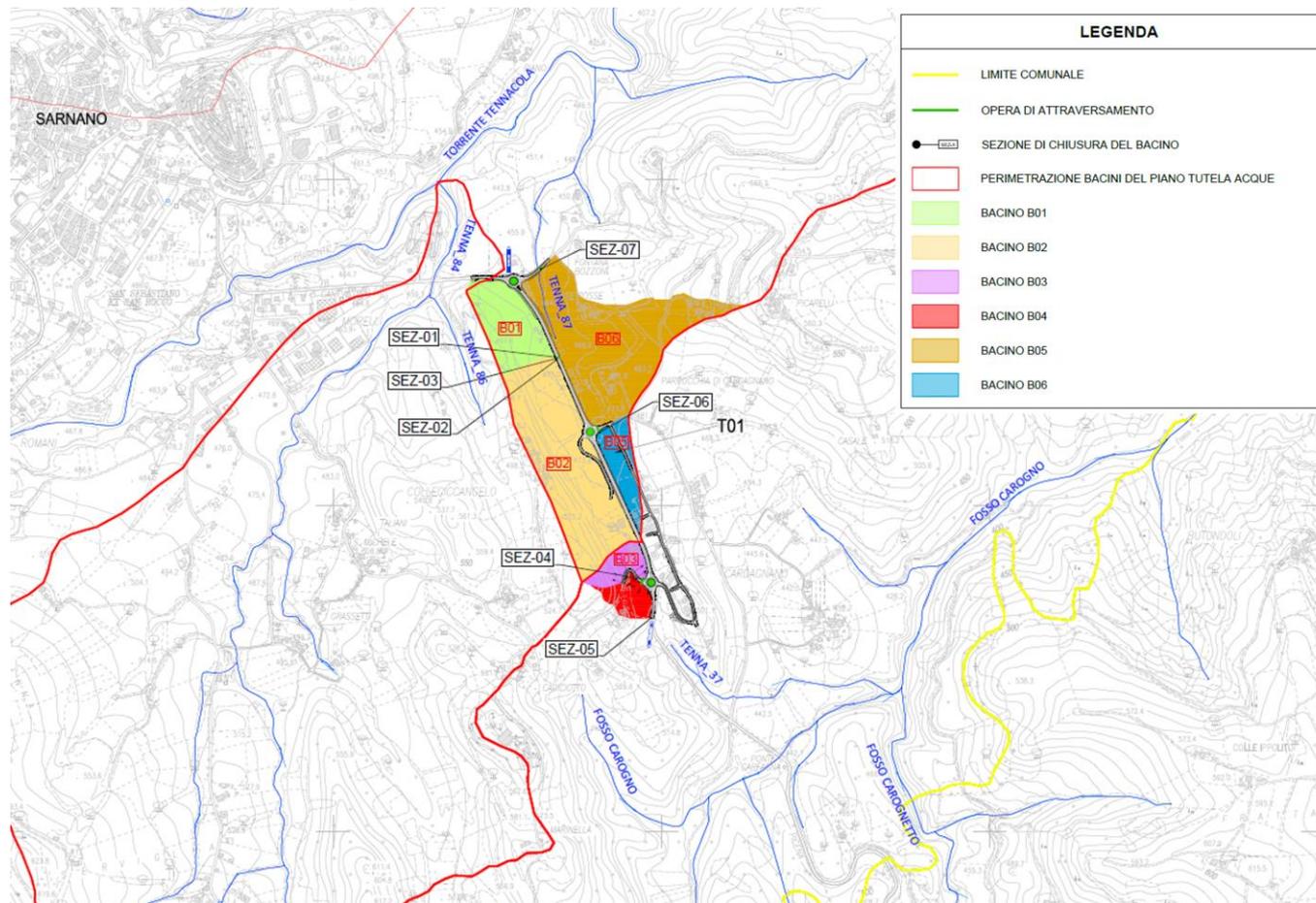
Il confronto del tracciato della strada oggetto di intervento (riportato in rosso) con le zone a rischio idrogeologico individuate dal PAI vigente nella tavola RI 64 b, mostra che l'infrastruttura di progetto non ricade in zone a rischio di alluvione come si può osservare nella figura seguente. Per un maggiore dettaglio si rimanda all'elaborato grafico.



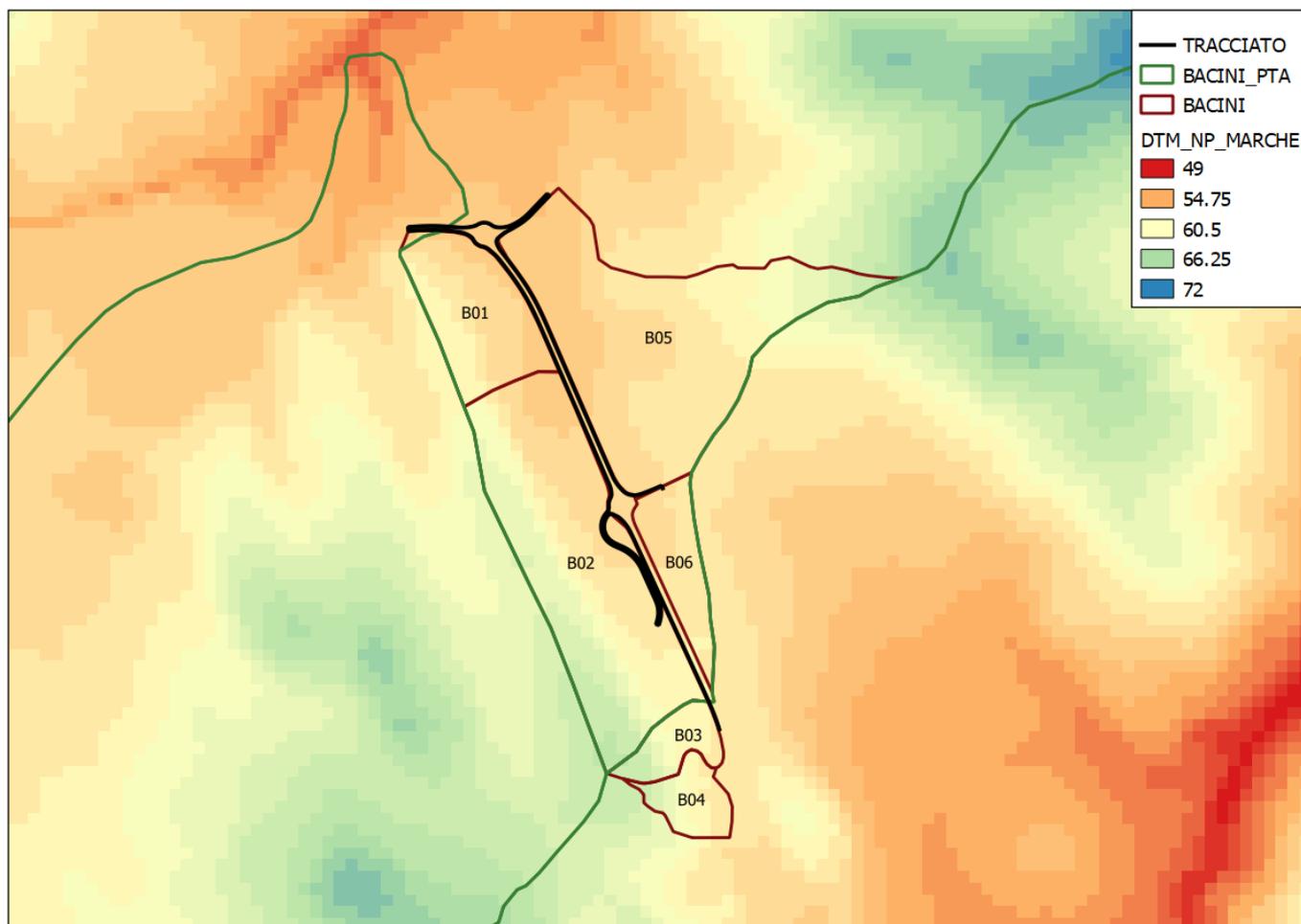
5 CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI

Per caratterizzare la rete idrografica, individuare i limiti dei bacini, delineati a partire dalle sezioni di interesse, sono stati utilizzati il modello digitale del terreno di risoluzione pari a 20 m della Regione Marche, la Carta Tecnica Regionale, i rilievi in situ e i dati disponibili sul Geoportale Regionale.

Nella figura a seguire si riporta la corografia dei bacini idrografici, per un maggior dettaglio si rimanda all'elaborato grafico di progetto.



Una volta definiti i bacini è stato possibile individuarne, mediante elaborazioni in ambiente GIS, le principali caratteristiche morfologiche, fisiche ed idrologiche.



In particolare, sono state ricostruite tramite analisi spaziale le seguenti caratteristiche:

- l'area del bacino (A);
- la lunghezza dell'asta idrografica principale (L);
- la quota iniziale dell'asta principale (H_{\max} asta);
- la quota del bacino alla sezione di chiusura (H_0);
- la quota più alta del bacino (H_{\max} bacino);
- la quota media del bacino (H_m bacino);
- la pendenza media dell'asta idrografica principale (i_m asta);
- la pendenza media del bacino (i_m bacino)

Si riportano nella seguente tabella le principali caratteristiche dei bacini idrografici:

CODICE BACINO	A	P	H ₀	H _{max} bacino	H _m bacino	i _m bacino	L	H _{max} asta	i _m asta
	[km ²]	[km]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	%	[km]	[m s.l.m.]	%
B01	0.045	0.89	465.6	496.2	477.9	17.9%	0.42	496.2	7.3%
B02	0.123	1.70	467.0	538.6	494.7	23.4%	0.79	538.6	9.1%
B03	0.015	0.58	486.0	534.7	502.2	24.6%	0.32	534.7	15.5%
B04	0.015	0.57	480.0	532.0	498.1	28.9%	0.25	532.0	20.6%
B05	0.023	0.85	474.8	488.3	480.5	5.3%	0.33	486.0	3.4%
B06	0.136	1.96	459.5	541.4	480.7	10.7%	0.89	541.4	9.2%

6 PLUVIOMETRIA

Per verificare se le opere di progetto siano compatibili con le forzanti esterne agenti sul bacino imbrifero bisogna valutare la quantità di acqua transitante attesa. Tale computo risulta tuttavia non banale in quanto il carattere aleatorio della grandezza indagata e la presenza, non sempre verificata, di misurazioni storiche con un campione di dati non sufficientemente numeroso rende necessario il ricorso ad analisi statistiche.

Nella pratica idrologica la stima delle portate di piena di assegnato tempo di ritorno viene seguita a partire dalle piogge intense della medesima frequenza. Queste piogge, alla scala puntuale, vengono rappresentate con relazioni dette Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP), da un punto di vista matematico esprimibili con la seguente legge di potenza:

$$h = at^n$$

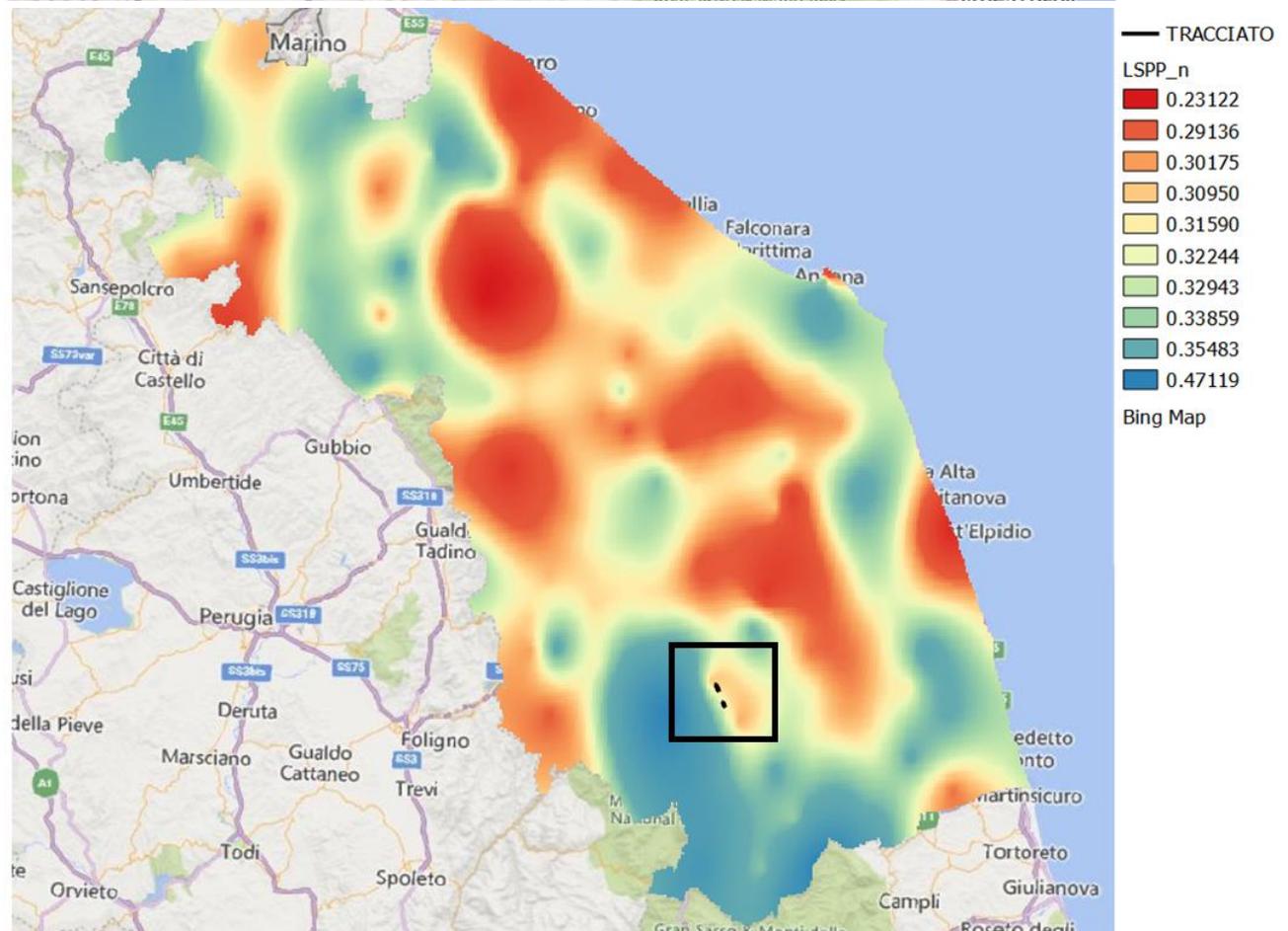
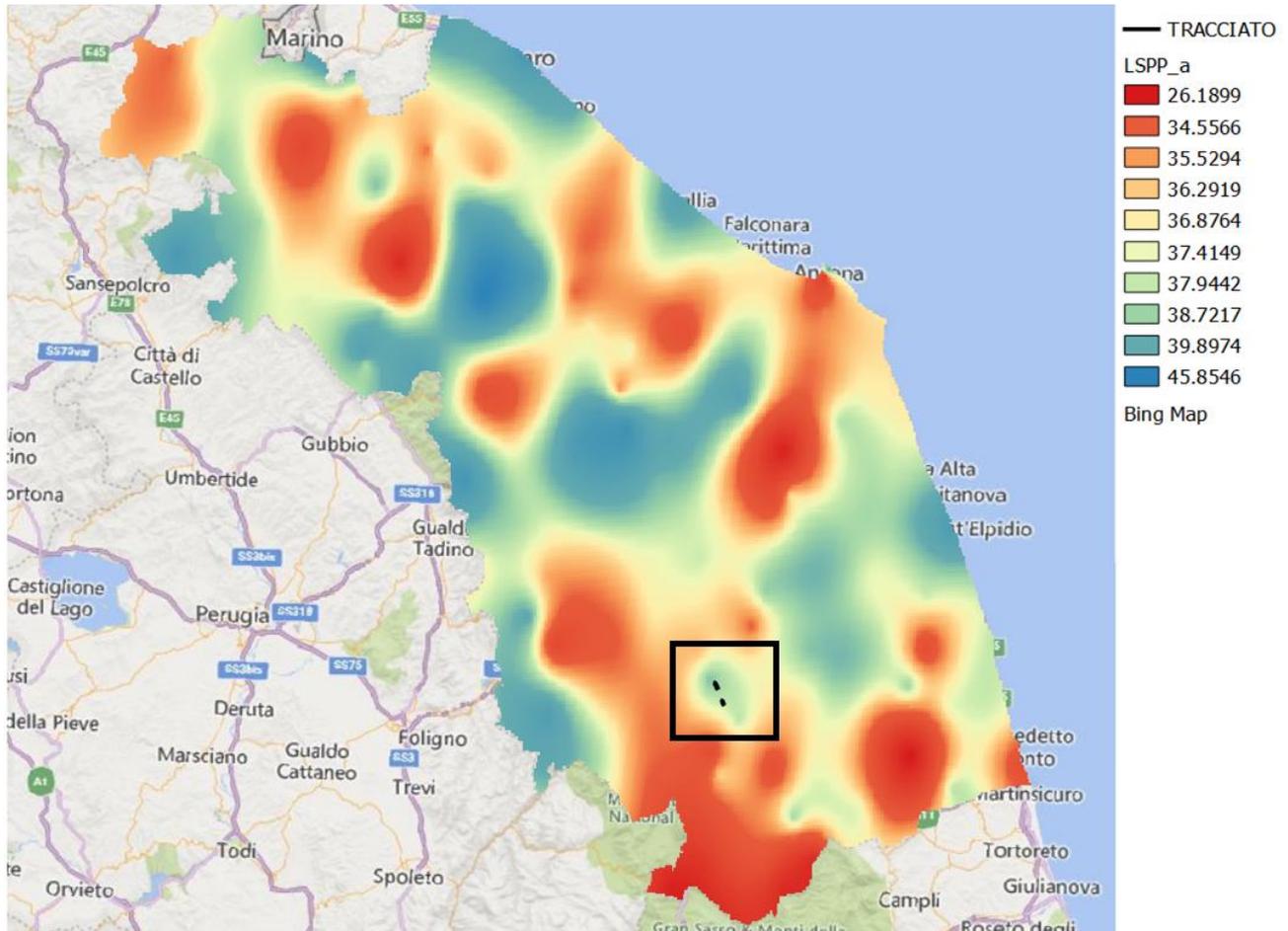
Per la caratterizzazione pluviometrica dell'area si è fatto riferimento allo studio condotto dalla fondazione CIMA per conto del dipartimento della Protezione Civile della Regione Marche dal titolo "La modellazione e definizione delle grandezze idrologiche utili alla progettazione per la messa in sicurezza strutturale e non strutturale del reticolo idrografico principale della Regione Marche" e, in particolare, la parte "Regionalizzazione delle precipitazioni intense" (Savona, 12/05/2016- pubblicato sul sito ufficiale della Protezione Civile delle Marche).

Tramite l'analisi statistica regionale delle precipitazioni massime annuali per le durate da 1 a 24 ore, lo studio arriva a definire la Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica (LSPP) in funzione del tempo di ritorno T [anni] e della durata di pioggia d [ore]:

$$H(d, T) = 0,5711 \left[5,0286 \left(-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right)^{-0,0524} - 4,1950 \right] \cdot ad^n$$

Tale formula, abbinata alle mappe dei parametri a ed n, consente la stima dell'altezza di pioggia estrema, fissati il tempo di ritorno e la durata critica, per l'area in esame.

Nelle figure a seguire si riportano le mappe dei parametri a ed n, con l'ubicazione del tracciato (riportato in nero ed evidenziato con un rettangolo).



Poiché il tracciato è molto prossimo alle stazioni strumentate di Sarnano e Amandola, sono stati valutati sia i parametri massimi nell'area di intervento ottenuti da analisi delle mappe in ambiente GIS, sia i parametri stimati per le due stazioni, riportati nella relazione del CIMA.

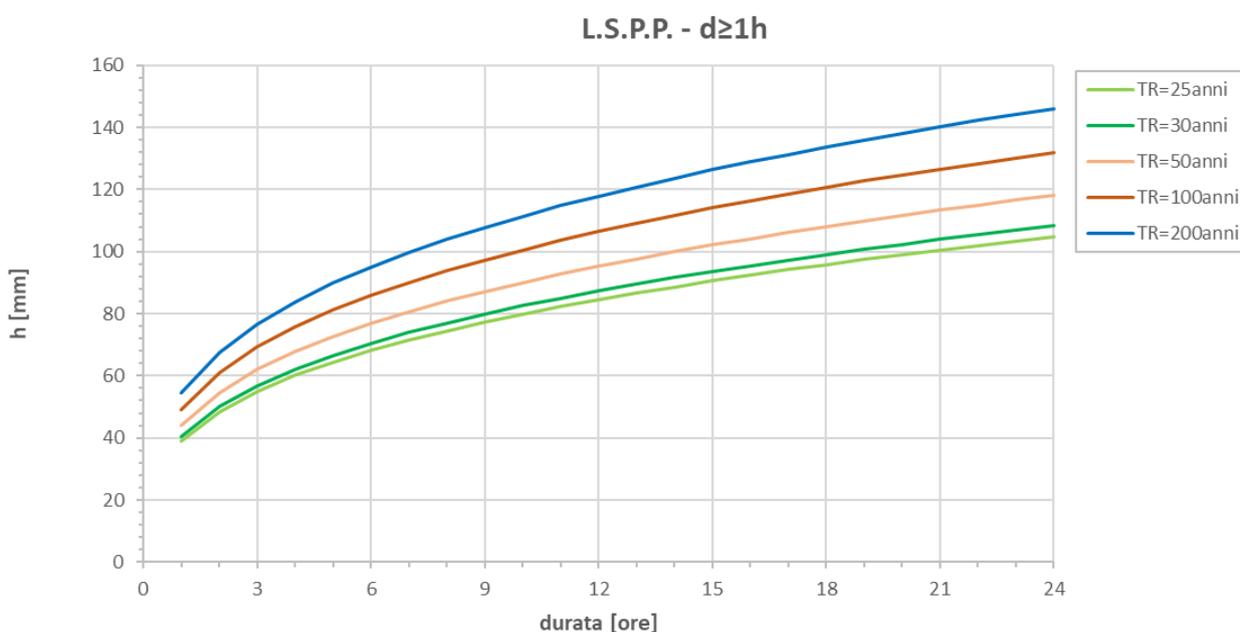
	a	n
Regionalizzazione - Tratto T01	38.96	0.32
Regionalizzazione - Tratto T02	38.07	0.33
Stazione di Sarnano	39.12	0.31
Stazione di Amandola	38.10	0.31

Si è scelto di adottare i parametri relativi alla stazione di Sarnano che sono risultati più cautelativi per durate minori, come quelle di progetto.

6.1 STIMA DEI PARAMETRI PER DURATE SUPERIORI AD 1 ORA

Nella tabella a seguire si riportano per differenti tempi di ritorno e durate le altezze di pioggia estrema [mm] ottenute.

T [anni]	25	30	50	100	200
d [h]					
1	39.1	40.4	44.1	49.2	54.6
3	55.0	56.8	62.0	69.2	76.7
6	68.2	70.4	76.9	85.8	95.1
12	84.5	87.3	95.3	106.4	117.9
24	104.8	108.3	118.1	131.9	146.1



6.2 STIMA DEI PARAMETRI PER DURATE INFERIORI AD 1 ORA

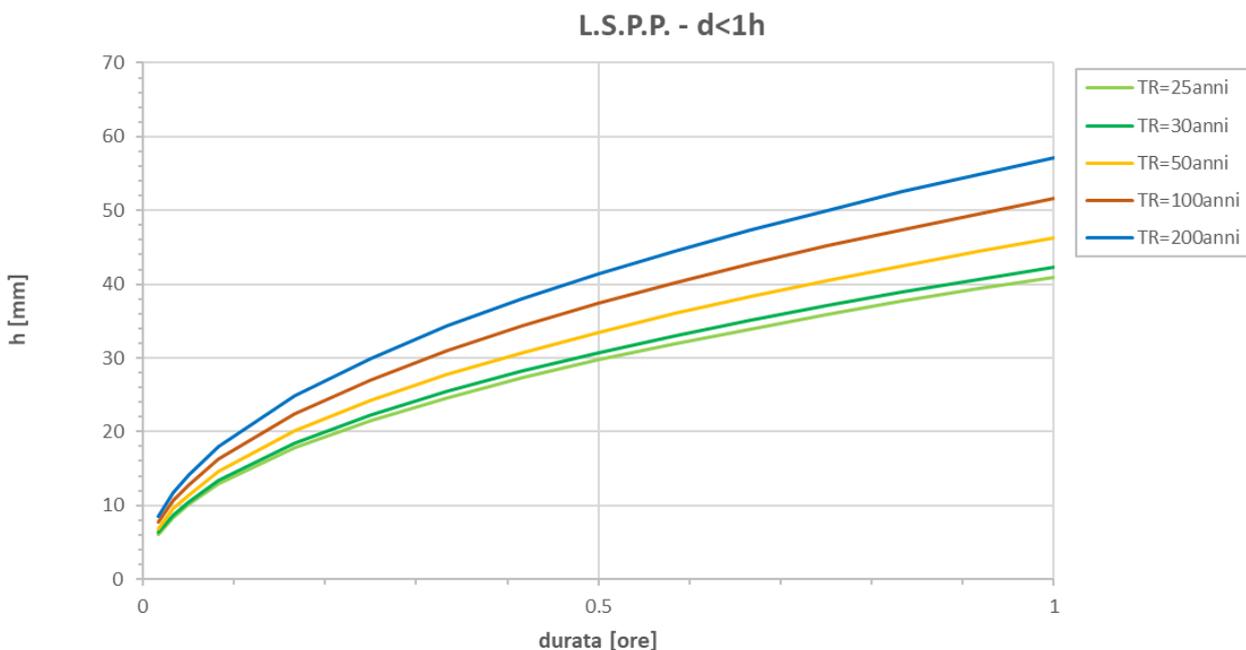
Per piogge intense di durata inferiore ad un'ora, le massime altezze di pioggia sono state ricavate a partire dalle altezze massime di durata oraria, prendendo a riferimento studi effettuati in altre località italiane. E' noto infatti da letteratura [Bell, 1969] che i rapporti tra le altezze di durata d molto breve e l'altezza oraria sono poco dipendenti dalla località. A partire dalla massima pioggia di durata oraria, si ricavano le corrispondenti altezze di pioggia di durata pari a frazioni di ora mediante l'utilizzo di un opportuno coefficiente correttivo, denominato nel seguito r . Tale coefficiente può essere assunto sulla base delle indicazioni disponibili in letteratura tecnica e supportate da ricerche svolte su alcune stazioni di misura italiane appartenenti ad aree pluviometriche con diverse caratteristiche, in particolare i pluviografi di Milano Monviso e Roma Macao.

Applicando il fattore correttivo r alla pioggia oraria si ricavano i valori di $h(t)$ per durate inferiori.

Nella tabella sottostante si riportano i valori di altezza di pioggia ottenuti applicando il coefficiente correttivo stimato per Milano Monviso che fornisce i risultati più cautelativi.

durata (h)	0.017	0.033	0.050	0.067	0.083	0.167	0.250	0.500	0.750	1.000
durata [min]	1	2	3	4	5	10	15	30	45	60
r	0.130	0.180	0.229	0.272	0.322	0.489	0.601	0.811	0.913	1.000
h (TR = 25 anni)	5.1	7.0	9.0	10.6	12.6	19.1	23.5	31.7	35.7	39.1
h (TR = 30 anni)	5.3	7.3	9.3	11.0	13.0	19.8	24.3	32.8	36.9	40.4
h (TR = 50 anni)	5.7	7.9	10.1	12.0	14.2	21.6	26.5	35.8	40.3	44.1
h (TR = 100 anni)	6.4	8.9	11.3	13.4	15.9	24.1	29.6	39.9	45.0	49.2
h (TR = 200 anni)	7.1	9.8	12.5	14.8	17.6	26.7	32.8	44.2	49.8	54.6

Mediante interpolazione, con il metodo dei minimi quadrati, sono stati stimati i parametri a' ed n' per i diversi tempi di ritorno per durate inferiori ad 1 ora.



6.3 RIEPILOGO PARAMETRI LSPP

Nella tabella a seguire si riportano i parametri delle Linee segnalatrici di Possibilità Pluviometrica stimate e adottate nel progetto. Con l'apice sono indicati i parametri per durate inferiori ad 1 ora.

TR [anni]	25	30	50	100	200
a	39.12	40.42	44.11	49.25	54.56
n	0.310	0.310	0.310	0.310	0.310
a'	40.99	42.36	46.22	51.60	57.16
n'	0.465	0.465	0.465	0.465	0.465

7 STIMA DELLE PORTATE AL COLMO

7.1 STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

In letteratura esistono diverse formulazioni che permettono di stimare il valore del tempo di corrivazione sulla base delle caratteristiche geomorfologiche del bacino idrografico.

Di seguito si riportano le relazioni più comunemente utilizzate e valide per bacini di dimensioni limitate come quelli in esame:

Kirpich: ha proposto una correlazione, in forma grafica, tra il tempo di corrivazione e il rapporto $L/\sqrt{i_a}$ utilizzando i dati di sei piccoli bacini americani di area compresa tra 0.0051 e 0.433 km² successivamente corretta da Rowe e Thomas:

$$t_c = 0.000325 \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.77}$$

in cui t_c è espresso in ore e L [m] è la lunghezza dell'asta principale, a partire dallo spartiacque, espressa in metri e i_a la sua pendenza (m/m).

Pezzoli: ha proposto una formula del tempo di corrivazione dedotta sulla base di misure relative ad alcuni piccoli bacini piemontesi. Bacini montani inferiori a 20 km².

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_a}}$$

In cui t_c è espresso in ore, L è la lunghezza dell'asta principale in km e i_a è la pendenza media (m/m) dell'asta principale.

Ventura: Considerando la pendenza i_a dell'asta [m/m] e S la superficie in km², Ventura esprime invece il tempo di corrivazione come:

$$t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{S}{i_a}}$$

La formula è stata sviluppata per bacini inferiori a 40km².

Si riportano, nella seguente tabella, i tempi di corrivazione calcolati per i bacini oggetto di studio. Il tempo di corrivazione adottato è la media dei tempi di corrivazione calcolati.

Nei casi in cui tale tempo è risultato inferiore a 0,083 ore (5 minuti) è stato adottato questo valore, che tiene conto di un tempo minimo di formazione del deflusso.

ID Bacino	tc	tc	tc	tc medio	tc progetto
	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]
	Kirpich	Pezzoli	Ventura		
B01	0.093	0.086	0.100	0.093	0.093
B02	0.139	0.144	0.148	0.144	0.144
B03	0.056	0.044	0.039	0.046	0.083
B04	0.042	0.031	0.034	0.036	0.083
B05	0.103	0.098	0.105	0.102	0.102
B06	0.152	0.161	0.155	0.156	0.156

7.2 STIMA DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

La stima delle perdite idrologiche è stata effettuata con il metodo del Curve Number messo a punto dal Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti [U.S. Dept. Agric., Soil Conservation Service (SCS), 1972].

Questo metodo, generalmente noto come metodo del "numero di curva", dalla denominazione inglese di Curve Number, che deriva dal simbolo usato per la sua parametrizzazione, CN. Il metodo assume che, in un evento di piena, il volume specifico del deflusso superficiale, P , sia proporzionale a quello precipitato, I , depurato dell'assorbimento iniziale, I_a , in ragione del rapporto tra volume specifico infiltrato, F , e un volume specifico, S , che caratterizza la massima ritenzione potenziale del terreno. Nell'ipotesi che

$$\frac{F}{S} = \frac{P}{I - I_a}$$

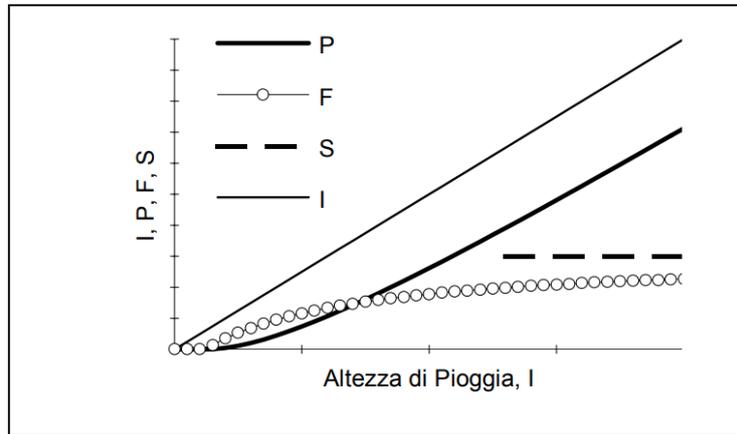
Il bilancio di massa

$$F = I - I_a - P$$

Consente di ottenere la relazione

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

che fornisce la stima del volume specifico di ruscellamento in funzione di quello di pioggia e di due parametri caratteristici del bacino: la capacità di assorbimento iniziale, I_a , e la massima ritenzione potenziale, S .



Per un certo stato iniziale di imbibimento del bacino al verificarsi di un evento intenso, la massima ritenzione potenziale, S , dipende fondamentalmente dalla combinazione di due fattori, la natura del terreno e l'uso del suolo. L'effetto combinato di questi due fattori viene rappresentato globalmente dal parametro adimensionale CN , legato a S dalla relazione

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Il coefficiente CN può assumere valori compresi tra 0 (suolo completamente permeabile) e 100 (suolo completamente impermeabile).

Il termine di assorbimento iniziale I_a , che rappresenta il volume specifico di pioggia sottratto a priori al bilancio in esame e descrive in modo globale un certo numero di processi differenti, quali l'intercettazione da parte della vegetazione, l'accumulo nelle depressioni superficiali, e l'imbibimento iniziale del terreno, non è facilmente valutabile. Così definito, infatti, esso risulterebbe di difficile taratura, dovendo tenere conto di fattori climatici, geopedologici, e antropici assai complessi. Poichè i dati sperimentali indicano come questo parametro risulti sempre abbastanza correlato con la massima ritenzione potenziale, S , la procedura consigliata da U.S. Dept. Agric., Soil Conservation Service [1985] suggerisce, anche per ovviare alle difficoltà di taratura, di esprimerne, almeno in prima approssimazione, una stima basata semplicemente su una quota parte di S , ponendo cioè $I_a = cS$.

Poichè il rifiuto del terreno è un fenomeno dinamico, che dipende dallo stato del sistema, ovvero dello stato di imbibimento del bacino, si assume che il valore di CN possa variare in relazione alle condizioni iniziali di imbibimento all'atto della piena. Lo stato di imbibimento viene espresso, in modo qualitativo, in base ad un indice di pioggia, ovvero la pioggia totale caduta nei cinque giorni che precedono l'evento di piena, $API5$. A seconda del valore di $API5$, vengono identificate le tre classi AMC I, II e III, che rappresentano rispettivamente terreno inizialmente asciutto, mediamente imbibito e fortemente imbibito. Noto il valore di CN per le condizioni medie di imbibimento, ossia $CNII$, i valori relativi alle classi AMC I e III si possono valutare rispettivamente tramite le relazioni

$$CNI = \frac{CNII}{2.38 - 0.0138 \cdot CNII}$$

$$CNIII = \frac{CNII}{0.43 + 0.0057 \cdot CNII}$$

Per una data condizione AMC, il valore di CN dipende, innanzi tutto, dalle caratteristiche idrologiche del suolo, in relazione alla maggiore e minore permeabilità. Inoltre, per un dato tipo idrologico di suolo, il valore di CN varia, anche notevolmente, a seconda della tipologia di uso del suolo stesso, ossia della sua copertura vegetale e del suo grado di antropizzazione. Nella tabella a seguire si riportano i valori caratteristici di riferimento del parametro CN adottati (tabelle elaborate dalla US Soil Conservation Service), il cui valore si ottiene per incrocio delle caratteristiche idrologiche del suolo, secondo i 4 tipi idrologici A-B-C-D a permeabilità decrescente, e delle caratteristiche di uso prevalente del suolo e, più in generale, del territorio. I valori riportati si riferiscono a condizioni di imbibimento medie all'atto dell'evento di piena, ossia per AMC di tipo II, e forniscono quindi il valore di CNII.

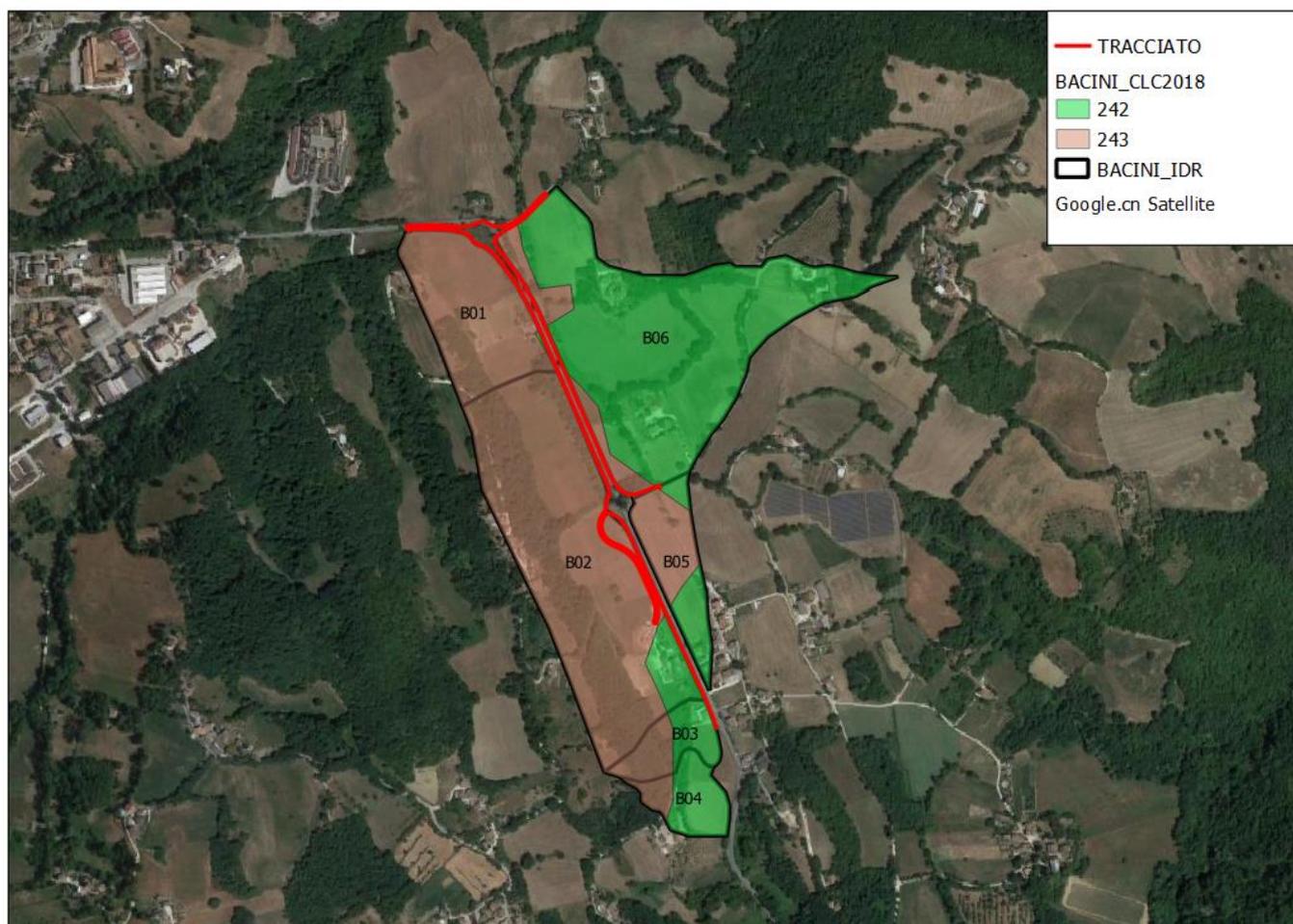
USO SUOLO (Corine Land Cover)		CNII per gruppi idrologici			
CODICE	DESCRIZIONE	A	B	C	D
111	Tessuto urbano continuo	77	85	90	92
112	Tessuto urbano discontinuo	61	75	83	87
121	Aree industriali e commerciali	89	90	94	94
122	Reti stradali e ferroviarie e spazi accessori	98	98	98	98
123	Aree portuali	89	92	94	94
124	Aereoporti	81	88	91	93
131	Aree ad attività estrattiva	46	69	79	84
132	Discariche	46	69	79	84
133	Cantieri	46	69	79	84
141	Aree verdi urbane	39	61	74	80
142	Aree ricreative	39	61	74	80
211	Seminativi in aree non irrigue	61	73	81	84
213	Risaie	100	100	100	100
221	Vigneti	45	66	77	83
222	Frutteti e frutti minori	45	66	77	83
223	Oliveti	45	66	77	83
231	Prati stabili	30	58	71	78
241	Colture annuali associate e colture perenni	58	73	82	87
242	Sistemi culturali e particellari complessi	45	66	77	83
243	Aree prevalentemente occupate da colture agrarie con presenza di spazi naturali	64	73	79	82
311	Boschi di latifoglie	36	60	73	79
312	Boschi di conifere	36	60	73	79
313	Boschi misti	36	60	73	79
321	Aree a pascolo naturale e praterie di alta quota	49	69	79	84
322	Brughiere e cespugliete	49	69	79	84
323	Aree a vegetazione sclerofilla	49	69	79	84
324	Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	43	65	76	82
331	Spiagge, dune, sabbie	76	85	89	91
332	Rocce nude, falesie, rupi, affioramenti	77	86	91	94
333	Aree con vegetazione rada	49	69	79	84
334	Aree percorse da incendi	77	86	91	94
411	Paludi interne	100	100	100	100

USO SUOLO (Corine Land Cover)		CNII per gruppi idrologici			
CODICE	DESCRIZIONE	A	B	C	D
422	Saline	100	100	100	100
511	Corsi d'acqua, canali e idrovie	100	100	100	100
512	Bacini d'acqua	100	100	100	100

Nel caso in cui nel bacino siano presenti differenti tipi di terreno o questo sia utilizzato in differenti modi, si ricorre ad un valore medio di CN. Come suggerito da Mancini e Rosso (1989), si utilizza il valore medio a scala di bacino del parametro S, mediante un'integrazione spaziale dei valori puntuali, anziché un'integrazione dei valori di CN a causa della non linearità dell'equazione che lega i due parametri.

$$\bar{S} = \frac{S_1 A_1 + S_2 A_2 + \dots + S_i A_i}{A_1 + A_2 + \dots + A_i}$$

Il calcolo del Curve Number è stato effettuato in ambiente GIS utilizzando le mappe di uso del suolo (Corine Land Cover 2018), la carta geolitologica d'Italia e la carta geologica della Regione Marche. Nella figura a seguire si riporta l'intersezione dei bacini idrografici con la carta dell'uso suolo.



Poiché lo studio è rivolto al calcolo delle portate di piena e considerato che in occasione di queste ultime frequentemente il terreno del bacino si presenta in condizioni di elevata umidità, si è preferito adottare il valore di CN $_{IIII}$.

Nella tabella seguente si riportano i valori stimati per i bacini idrografici.

	CNII	CNIII	S	la
		[mm]	[mm]	[mm]
B01	78.99	89.63	29.38	1.5
B02	78.86	89.56	29.60	1.5
B03	69.51	83.93	48.85	2.4
B04	67.54	82.68	53.36	2.7
B05	78.21	89.19	30.80	1.5
B06	77.18	88.61	32.66	1.6

Il coefficiente di deflusso φ viene ottenuto calcolando il rapporto tra l'altezza di pioggia efficace (P) e l'altezza di pioggia totale (I):

$$\varphi = \frac{P}{I}$$

Nella tabella a seguire si riportano, i parametri del coefficiente di deflusso stimati per i tempi di ritorno di progetto di 50 e 200 anni. Si è cautelativamente assunto come valore minimo del coefficiente di deflusso 0.3.

ID BACINO	I (TR50)	P (TR50)	$\varphi(50)$	$\varphi(50)$ progetto	I (TR200)	P (TR200)	$\varphi(200)$	$\varphi(200)$ progetto
	[mm]	[mm]			[mm]	[mm]		
B01	15.30	4.43	0.29	0.30	18.92	6.51	0.34	0.34
B02	18.75	6.36	0.34	0.34	23.19	9.19	0.40	0.40
B03	14.54	2.40	0.17	0.30	17.99	3.75	0.21	0.30
B04	14.54	2.16	0.15	0.30	17.99	3.42	0.19	0.30
B05	15.98	4.61	0.29	0.30	19.77	6.78	0.34	0.34
B06	19.45	6.29	0.32	0.32	24.06	9.13	0.38	0.38

7.3 MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI

Il metodo utilizzato per la stima delle portate è quello definito come razionale o del ritardo di corrivazione. Il metodo razionale permette il calcolo della portata conseguente ad un'assegnata precipitazione e si basa sulle seguenti ipotesi:

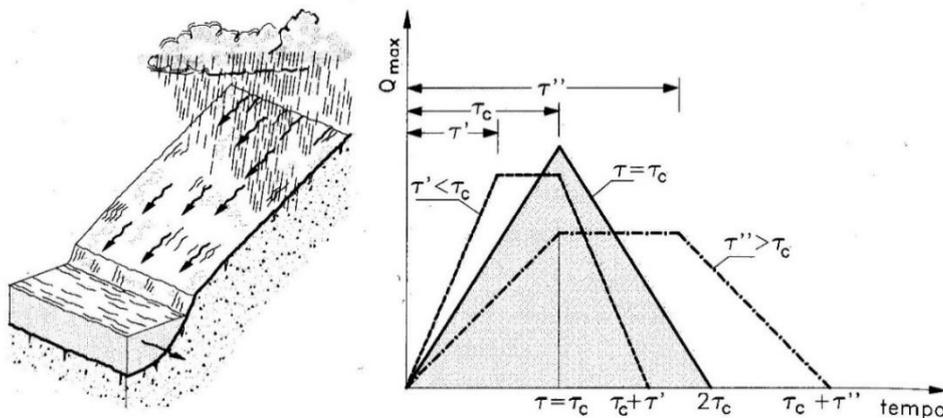
- 1) la formazione della piena si basa unicamente su un fenomeno di trasferimento di massa liquida;
- 2) ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
- 3) la velocità di ogni singola 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.

In figura è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione).

Si noti come per un tempo di pioggia pari a quello di corrivazione l'idrogramma di piena assume la forma triangolare.



La definizione della portata di piena avviene tramite la formula:

$$Q = \frac{1000 \varphi A h(t_c, Tr)}{3600 t_c}$$

dove:

- φ = coefficiente adimensionale di deflusso (o di riduzione);
- A = superficie del bacino (km²);
- $h(t_c, Tr)$ = altezza di pioggia di durata e tempo di ritorno prefissati (mm);
- t_c = tempo di corrivazione del bacino (ore).

Utilizzando, per il calcolo dell'altezza di pioggia, un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione, si ottengono le portate maggiormente critiche in quanto sono tali da mettere tutto il bacino in condizione di contribuire al deflusso attraverso la sezione considerata ed allo stesso tempo sono quelle più intense in quanto di ridotta durata.

7.4 STIMA DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA

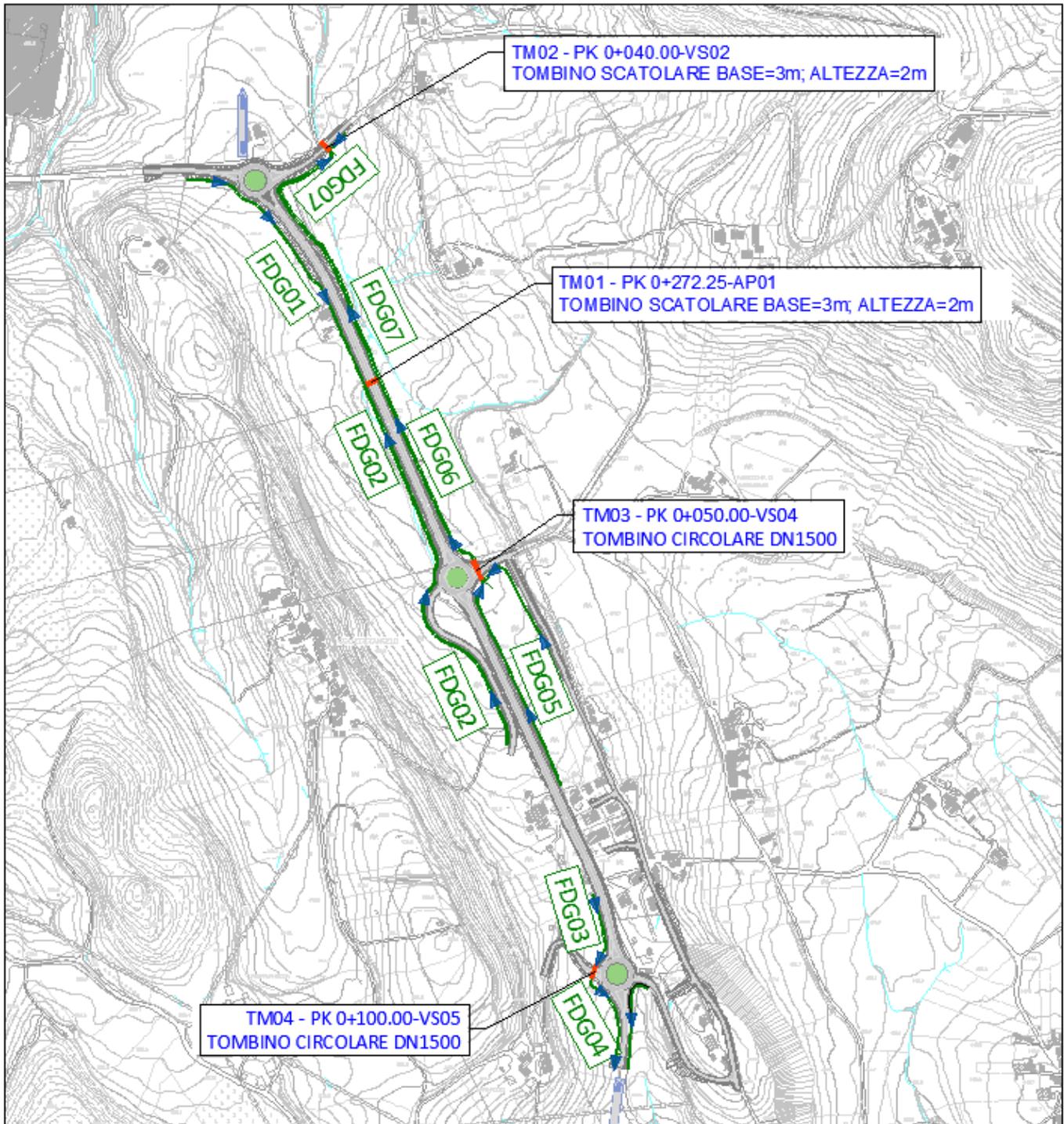
Nelle tabelle a seguire si riportano le portate stimate con il metodo razionale, per i diversi tempi di ritorno per i diversi bacini e alla sezione di chiusura.

CODICE BACINO	SEZIONE DI CHIUSURA	A	tc progetto	i(50)	φ(50)	Q(50)	Q (50)/A	i(200)	φ(200)	Q(200)	Q (200)/A
		[km ²]	[h]	[mm/h]	[mm]	[m ³ /s]	[m ³ /s/km ²]	[mm/h]		[m ³ /s]	[m ³ /s/km ²]
B01	SEZ-01	0.04	0.09	164.64	0.30	0.61	13.72	203.62	0.34	0.87	19.44
B02	SEZ-02	0.12	0.14	130.34	0.34	1.51	12.29	161.20	0.40	2.17	17.74
B01+B02	SEZ-03	0.17	0.14	130.34	0.34	2.06	12.31	161.20	0.40	2.97	17.76
B03	SEZ-04	0.01	0.08	174.53	0.30	0.21	14.54	215.85	0.30	0.26	17.99
B04		0.01	0.08	174.53	0.30	0.21	14.54	215.85	0.30	0.26	17.99
B03+B04	SEZ-05	0.03	0.08	174.53	0.30	0.43	14.54	215.85	0.30	0.53	17.99
B05	SEZ-06	0.02	0.10	156.62	0.30	0.30	13.05	193.70	0.34	0.43	18.44
B06		0.14	0.16	124.96	0.32	1.53	11.22	154.54	0.38	2.22	16.29
B01+B02 +B05+B06	SEZ-07	0.33	0.16	124.96	0.34	3.83	11.71	154.54	0.39	5.53	16.92

8 VERIFICA DEI TOMBINI DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO

Nel presente capitolo si riporta la verifica dei tombini di attraversamento in progetto effettuata per tempo di ritorno di 200 anni.

I tombini idraulici di attraversamento e i fossi di guardia sono stati predisposti in modo da rispettare l'attuale recapito delle acque.



I criteri di verifica adottati, secondo le NTC 2018 e relativa circolare applicativa, sono:

- Portata di verifica corrispondente a 200 anni di tempo di ritorno;
- Grado di riempimento massimo corrispondente a 2/3 dell'altezza e comunque franco minimo di 0,5 m dall'intradosso.

A seguire si riporta la tabella riepilogativa dell'ubicazione e delle caratteristiche dei tombini.

ID OPERA	ASSE	PK	SEZ. DI CHIUSURA	ID BACINO CONTRIBUENTE	PENDENZA	TIPOLOGICO
TM01	AP01	0+272.25	SEZ-03	B01+B02	0.50%	SCATOLARE 3.0m x 2.0m
TM02	VS02	0+040.00	SEZ-07	B01+B02+B05+B06	0.50%	SCATOLARE 3.0m x 2.0m
TM03	VS04	0+050.00	SEZ-06	B05	0.50%	CIRCOLARE DN1500
TM04	VS05	0+100.00	SEZ-04	B03	0.50%	CIRCOLARE DN1500

Il moto all'interno dei tombini si descrive adottando uno schema di moto uniforme. In particolare, si utilizza la formula di Chézy per ottenere le scale di deflusso:

$$Q = \chi A \sqrt{\mathfrak{R}j} = k \frac{A^{5/3}}{C^{2/3}} \sqrt{j}$$

dove:

- Q : portata (m^3/s);
- k : coefficiente di scabrezza di Strickler ($m^{1/3}/s$);
- A : area bagnata (m^2);
- C : contorno bagnato (m);
- j : pendenza (m/m);
- $\mathfrak{R} = \frac{A}{C}$: raggio idraulico (m).

Per la verifica si è posto un coefficiente di scabrezza k_s pari a:

- 60 $m^{1/3}/s$ per il cls gettato in opera;
- 70 $m^{1/3}/s$ per il cls prefabbricato
-

A seguire si riportano le tabelle con i risultati delle verifiche.

Alle portate idrologiche dei bacini idrografici sono state sommate le portate defluenti dalla piattaforma stradale.

ID OPERA	Q BACINO [m ³ /s]	Q PIATT. [m ³ /s]	TIRANTE (h)	A	C	R	X	Q	V	Fr	Gr	FRANCO
			[m]	[m ²]	[m]	[m]		[m ³ /s]	[m/s]			[m]
TM01	2.97	0.33	0.68	2.04	4.36	0.47	52.87	3.30	1.62	0.20	34.0%	1.32
TM02	5.53	0.63	1.05	3.16	5.11	0.62	55.39	6.15	1.95	0.19	52.7%	0.95
TM03	0.43	0.24	0.53	0.56	1.91	0.29	48.90	0.66	1.18	0.49	35.4%	0.97
TM04	0.26	0.16	0.42	0.41	1.67	0.24	47.37	0.42	1.04	0.50	28.0%	1.08

Come si evince dai risultati delle verifiche i tombini risultano verificati con un grado di riempimento massimo del 52.7% e un franco idraulico sempre maggiore di 1/3 della luce.

9 VERIFICA DEI FOSSI DI GUARDIA

Nel presente capitolo si riporta la verifica dei fossi di guardia. Il tempo di ritorno adottato per le verifiche è pari a 50anni.

Sono stati adottati fossi trapezi in terra.

Nella tabella a seguire si riportano le caratteristiche geometriche dei fossi.

ID	BASE	ALTEZZA	PENDENZA	PORTATA BACINO	PORTATA PIATTAFORMA
	[m]	[m]		[m ³ /s]	[m ³ /s]
FDG01	0.500	0.750	0.20%	0.614	0.052
FDG02	1.000	1.000	0.30%	1.506	0.266
FDG03	0.500	0.750	0.20%	0.211	0.131
FDG04	0.500	0.750	0.20%	0.425	0.192
FDG05	0.500	0.750	0.20%	0.302	0.148
FDG06	1.000	1.000	0.20%	0.761	0.292
FDG07	1.000	1.500	0.20%	2.881	0.506

Il moto all'interno del fosso è stato descritto adottando uno schema di moto uniforme. In particolare, si è utilizzata la formula di Chézy per ottenere le scale di deflusso:

$$Q = \chi A \sqrt{\mathfrak{R}j} = k \frac{A^{5/3}}{C^{2/3}} \sqrt{j}$$

dove:

- Q : portata (m³/s);
- k : coefficiente di scabrezza di Strickler (m^{1/3}/s);
- A : area bagnata (m²);
- C : contorno bagnato (m);
- j : pendenza (m/m);
- $\mathfrak{R} = \frac{A}{c}$: raggio idraulico (m).

Per la verifica si è posto un coefficiente di scabrezza k_s pari a 50 m^{1/3}/s.

Nella tabella a seguire si riportano i risultati delle verifiche.

ID	PORTATA	TIRANTE	A	R	X	V	Fr	H	Gr	DH
	[m ³ /s]	[m]	[m ²]	[m]		[m/s]		[m]		[m]
FDG01	0.667	0.510	0.516	0.265	56.114	1.293	0.226	0.000	68.1%	0.24
FDG02	1.772	0.587	0.931	0.350	58.763	1.904	0.297	0.000	58.7%	0.41
FDG03	0.342	0.363	0.314	0.205	53.766	1.090	0.220	0.000	48.4%	0.39
FDG04	0.617	0.491	0.487	0.258	55.840	1.268	0.225	0.000	65.5%	0.26
FDG05	0.450	0.419	0.385	0.228	54.730	1.170	0.222	0.000	55.8%	0.33
FDG06	1.053	0.494	0.738	0.308	57.520	1.427	0.239	0.000	49.4%	0.51
FDG07	3.387	0.913	1.747	0.488	62.101	1.939	0.251	0.000	60.9%	0.59

Come si evince dai risultati delle verifiche la canaletta risulta verificata con un grado di riempimento sempre inferiore al 70%.

10 CALCOLO DELL'ALTEZZA DEL VELO IDRICO SULLA PAVIMENTAZIONE

Il processo di deflusso dalla sede stradale agli elementi marginali è da considerare con attenzione, dato i problemi che il velo liquido può porre per il traffico veicolare.

Le precipitazioni che si abbattano sulla sede stradale, soprattutto se brevi ed intense, possono produrre un deflusso superficiale di non trascurabile entità, il quale se non controllato con adatte disposizioni, può causare inconvenienti di rilievo.

Il velo idrico sulla sede stradale deve, infatti, essere contenuto entro prefissati valori (esso non dovrebbe superare i 6 mm [Rooseboom ed altri, 1986]), per non condizionare l'aderenza degli pneumatici, per questo motivo è necessario assegnare un'opportuna pendenza trasversale alla sede stradale.

L'altezza del velo liquido dipende, oltre che dalla pendenza trasversale, dall'intensità di precipitazione, dal percorso che compie l'acqua per raggiungere il bordo della carreggiata e dalla larghezza della strada e dunque dalla circostanza che il tratto stradale sia in rettilineo (in genere scola metà carreggiata per lato) o in curva (scola solo da una parte).

Lo spessore del velo idrico massimo y_p [mm], viene determinato attraverso un'espressione derivata da alcune esperienze condotte in Gran Bretagna dal Road Research Laboratory nella seguente forma:

$$y_p = 0.0474 \cdot \sqrt{L_{eff} \cdot i_p J^{-0.2}}$$

dove:

- L_{eff} : lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata [m], può essere calcolata sulla base della seguente formula:

$$L_{eff} = b \left[1 + \left(\frac{j_l}{j_t} \right)^2 \right]^{1/2}$$

b rappresenta la larghezza della falda stradale in metri

- J : pendenza della strada lungo la linea di corrente ricavata come risultante delle pendenze trasversali (j_t) e longitudinale (j_l) secondo l'espressione:

$$J = \sqrt{j_l^2 + j_t^2}$$

- i_p è l'intensità di pioggia, espressa in mm/ora, riferita al tempo di corrivazione calcolato con l'espressione:

$$t_a = t_c = 3.26(1.1 - \phi) \frac{L_{eff}^{0.5}}{j^{1/3}}$$

Nelle tabelle a seguire si riporta la stima dell'altezza massima del velo idrico per le due carreggiate.

I sottotratti stradali sono stati definiti in funzione delle pendenze e della larghezza di piattaforma drenata.

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Leff	J	ta	ta	yp
	[m]	[m]	[m]			[m]	[m]	[min]	[mm/h]	[mm]
CARREGGIATA SINISTRA										
AP1	20.0	66.7	46.7	-1.5%	2.5%	7.00	2.92%	5.6	145.6	2.2
AP1	185.5	220.0	34.5	0.3%	2.5%	5.29	2.52%	5.1	152.9	1.9
AP1	220.0	280.0	60.0	1.1%	2.5%	5.74	2.73%	5.2	151.8	2.0
AP1	280.0	360.0	80.0	2.5%	2.5%	7.42	3.54%	5.4	148.4	2.2
AP1	360.0	420.0	60.0	3.8%	2.5%	9.55	4.55%	5.6	145.1	2.4
AP1	420.0	480.0	60.0	2.7%	2.5%	7.73	3.68%	5.4	147.8	2.2
AP1	480.0	500.0	20.0	1.5%	2.5%	7.46	2.92%	5.8	143.2	2.2
AP2	20.0	60.0	40.0	2.5%	2.5%	7.42	3.54%	5.4	148.4	2.2
AP2	60.0	100.0	40.0	4.0%	2.5%	9.91	4.72%	5.7	144.6	2.4
AP2	100.0	200.0	100.0	6.0%	2.5%	13.59	6.47%	6.0	140.6	2.7
AP2	200.0	280.0	80.0	4.1%	2.5%	10.08	4.80%	5.7	144.4	2.5
AP2	280.0	300.0	20.0	1.5%	2.5%	6.12	2.92%	5.2	150.9	2.1
AP2	300.0	320.0	20.0	1.5%	2.5%	6.12	2.92%	5.2	150.9	2.1
AP2	320.0	348.3	28.3	0.5%	2.5%	5.35	2.55%	5.1	152.8	2.0
AP2	348.3	360.0	11.7	0.3%	2.5%	5.29	2.52%	5.1	152.9	1.9
AP3	0.0	70.2	70.2	9.5%	2.5%	21.61	9.82%	6.6	133.8	3.2
AP3	70.2	100.0	29.8	9.0%	2.5%	67.25	9.34%	11.8	97.9	4.9
AP3	100.0	120.0	20.0	9.0%	4.8%	22.50	10.18%	6.6	133.2	3.3
AP3	120.0	308.0	188.0	8.0%	7.0%	18.22	10.63%	5.9	142.0	3.0
AP3	308.0	336.8	28.8	7.0%	4.8%	21.29	8.43%	6.9	130.7	3.2
AP3	336.8	359.1	22.3	7.0%	2.5%	35.50	7.40%	9.3	111.4	3.9
AP3	359.1	370.0	10.9	7.0%	2.5%	17.75	7.40%	6.5	134.0	3.0
AP3	370.0	408.0	38.0	7.0%	1.3%	29.70	7.07%	8.6	115.9	3.6
AP3	539.1	560.0	20.9	5.4%	1.3%	23.28	5.54%	8.3	118.4	3.3
AP3	560.0	600.0	40.0	5.4%	2.5%	12.50	5.95%	5.9	141.6	2.6
AP3	600.0	626.0	26.0	4.7%	2.5%	22.36	5.32%	8.2	118.9	3.3
AP3	626.0	671.7	45.7	4.7%	4.7%	14.87	6.64%	6.2	137.8	2.8
AP3	671.7	683.4	11.7	3.9%	6.9%	12.07	7.90%	5.3	150.4	2.6
AP3	683.4	729.1	45.7	3.9%	4.7%	13.66	6.10%	6.1	138.9	2.7
AP3	729.1	755.3	26.2	3.9%	2.5%	19.46	4.63%	8.0	120.3	3.1
AP3	755.3	862.1	106.8	3.0%	2.5%	8.15	3.88%	5.5	147.1	2.3
AP3	862.1	876.2	14.1	3.0%	2.5%	16.30	3.88%	7.8	122.2	2.9
AP3	876.2	900.0	23.8	3.0%	4.8%	12.38	5.60%	6.0	140.5	2.6
AP3	900.0	980.0	80.0	3.0%	7.0%	11.41	7.60%	5.2	151.6	2.6
AP3	980.0	1080.0	100.0	3.0%	7.0%	13.04	7.60%	5.6	146.3	2.7
AP3	1080.0	1107.7	27.7	3.0%	7.0%	11.41	7.60%	5.2	151.6	2.6
AP3	1107.7	1133.1	25.4	3.0%	4.8%	12.38	5.60%	6.0	140.5	2.6
AP3	1133.1	1147.2	14.1	3.0%	2.5%	16.30	3.88%	7.8	122.2	2.9
AP3	1147.2	1160.0	12.8	3.0%	2.5%	8.15	3.88%	5.5	147.1	2.3
CARREGGIATA DESTRA										
AP1	20.0	66.7	46.7	-1.5%	2.5%	7.00	2.92%	5.6	145.6	2.2
AP1	66.7	100.0	33.3	-1.5%	4.8%	11.01	4.98%	5.9	141.9	2.5
AP1	100.0	152.4	52.4	-0.6%	7.0%	10.53	7.02%	5.1	152.7	2.5
AP1	152.4	185.5	33.1	-0.6%	4.8%	10.58	4.78%	5.8	142.5	2.5

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Leff	J	ta	ta	yp
	[m]	[m]	[m]			[m]	[m]	[min]	[mm/h]	[mm]
AP1	185.5	220.0	34.5	0.3%	2.5%	5.29	2.52%	5.1	152.9	1.9
AP1	220.0	280.0	60.0	1.1%	2.5%	5.74	2.73%	5.2	151.8	2.0
AP1	280.0	360.0	80.0	2.5%	2.5%	7.42	3.54%	5.4	148.4	2.2
AP1	360.0	420.0	60.0	3.8%	2.5%	9.55	4.55%	5.6	145.1	2.4
AP1	420.0	480.0	60.0	2.7%	2.5%	7.73	3.68%	5.4	147.8	2.2
AP1	480.0	500.0	20.0	1.5%	2.5%	6.12	2.92%	5.2	150.9	2.1
AP2	20.0	60.0	40.0	2.5%	2.5%	7.42	3.54%	5.4	148.4	2.2
AP2	60.0	100.0	40.0	4.0%	2.5%	9.91	4.72%	5.7	144.6	2.4
AP2	100.0	200.0	100.0	6.0%	2.5%	13.59	6.47%	6.0	140.6	2.7
AP2	200.0	280.0	80.0	4.1%	2.5%	10.08	4.80%	5.7	144.4	2.5
AP2	280.0	300.0	20.0	1.5%	2.5%	6.12	2.92%	5.2	150.9	2.1
AP3	300.0	320.0	20.0	1.5%	2.5%	6.12	2.92%	5.2	150.9	2.1
AP2	320.0	348.3	28.3	0.5%	2.5%	5.35	2.55%	5.1	152.8	2.0
AP2	348.3	360.0	11.7	0.3%	2.5%	5.29	2.52%	5.1	152.9	1.9
AP2	360.0	380.0	20.0	0.8%	3.0%	10.87	3.10%	6.8	130.9	2.5
AP2	380.0	400.0	20.0	1.5%	4.5%	11.07	4.74%	6.0	140.5	2.5
AP2	400.0	460.0	60.0	2.0%	2.5%	13.45	3.20%	7.5	124.4	2.7
AP2	460.0	480.0	20.0	2.0%	2.5%	6.72	3.20%	5.3	149.7	2.1
AP3	0.0	70.2	70.2	9.5%	2.5%	21.61	9.82%	6.6	133.8	3.2
AP3	359.1	370.0	10.9	7.0%	2.5%	17.75	7.40%	6.5	134.0	3.0
AP3	370.0	408.0	38.0	7.0%	2.5%	15.53	7.40%	6.1	138.9	2.9
AP3	408.0	539.1	131.1	7.0%	2.5%	31.06	7.40%	8.7	115.4	3.7
AP3	539.1	573.7	34.6	5.4%	2.5%	12.50	5.95%	5.9	141.6	2.6
AP3	573.7	600.0	26.3	5.4%	1.3%	23.28	5.54%	8.3	118.4	3.3
AP3	755.3	862.1	106.8	3.0%	2.5%	8.15	3.88%	5.5	147.1	2.3
AP3	1147.2	1160.0	12.8	3.0%	2.5%	8.15	3.88%	5.5	147.1	2.3

Come si evince dai risultati lo spessore massimo del velo idrico è sempre inferiore a 5mm.

11 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE

Nel presente capitolo vengono indicati l'approccio metodologico e i criteri per il dimensionamento delle opere preposte al drenaggio delle acque che interessano il corpo stradale e le canalizzazioni disposte per intercettare, convogliare ed avviare ai recapiti terminali le relative portate originatesi dal complesso delle superfici drenate.

Al fine di assicurare lo smaltimento delle acque meteoriche interessanti sia la sede viaria sia i versanti limitrofi è risultato necessario prevedere un sistema di drenaggio a gravità in grado di convogliare, con un margine di sicurezza adeguato, le precipitazioni intense verso i recapiti finali. Il sistema di raccolta delle acque meteoriche di piattaforma è stato dimensionato sulla base degli studi pluviometrici relativi alla zona esposti nel capitolo 7 e con gli obiettivi di:

- limitare i tiranti idrici sulle pavimentazioni a valori compatibili con la loro transitabilità;
- garantire margini di capacità per evitare rigurgiti delle canalizzazioni che possano dar luogo ad allagamenti localizzati.
- garantire, attraverso le tubazioni lo scarico nella rete idrografica naturale.

Il sistema di drenaggio è costituito da elementi superficiali, descritti in dettaglio in seguito, il cui scopo è quello di allontanare le acque di precipitazione dalla piattaforma evitando la formazione di zone di stagnazione. Gli elementi di drenaggio superficiale, caratterizzati da una capacità idraulica di trasporto limitata recapitano le acque in un sistema di scarico il cui compito è quello di convogliare le acque raccolte verso i corpi idrici ricettori.

Le opere di scolo della piattaforma stradale in esterno sono costituite da:

- embrici lungo le scarpate dei tratti in rilevato;
- cunette nei tratti in trincea con pozzetti di scarico in collettori longitudinali ubicati sotto la piattaforma stradale che scaricano nei recapiti.
- bocchettoni di scarico sui viadotti

Per il sistema di raccolta superficiale il tempo di ritorno di progetto è fissato a 25 anni per entrambi.

Per i tombini che scaricano le acque di drenaggio della piattaforma e quelle derivanti dai versanti e dalle scarpate della trincea il tempo di ritorno di progetto è stato fissato a 50 anni.

Le procedure per il dimensionamento del sistema di raccolta superficiale descritte nel seguito si basano sull'individuazione del massimo interasse ammissibile tra due scarichi successivi e nella verifica dell'efficienza degli elementi di scarico una volta fissato l'interasse di progetto.

I sistemi di smaltimento innanzi descritti sono stati progettati al fine di captare il deflusso idrico in banchina, poiché la conformazione della piattaforma stradale consente il deflusso delle acque meteoriche verso il margine della carreggiata e, pertanto, presso il ciglio si origina un'area di deflusso a forma triangolare che interessa la banchina stradale.

Le condizioni di deflusso idrico lungo il margine stradale sono determinate dalle pendenze longitudinali e trasversali del corpo stradale stesso.

La capacità idrica lungo il margine è limitata dalla larghezza massima ammissibile in piattaforma, che non deve interessare in alcun modo la parte carrabile della piattaforma stradale. Pertanto, definiti i sottotratti stradali in funzione delle pendenze e della larghezza della piattaforma drenata, per ogni sottotratto si procede ad effettuare il dimensionamento e la verifica degli elementi di margine.

Tale verifica consiste nel rapportare la capacità idraulica del margine stradale (riferito ad un determinato sottotratto) all'apporto meteorico specifico, ovvero alla stima della portata meteorica afferente per metro lineare di piattaforma stradale.

Dal suddetto confronto si ricava l'interasse massimo al quale devono porsi gli elementi di raccolta delle acque meteoriche per evitare il rischio che il deflusso idrico possa interessare anche il traffico veicolare. La procedura assume che una volta che l'elemento di raccolta scarichi nel sistema di trasporto esso recuperi appieno la sua capacità di trasporto. La determinazione dei massimi interassi è ottenuta mediante il confronto implicito tra

- Q_{in} : portata afferente alla falda piana costituita dalla superficie stradale drenate e/o dalla superficie della scarpata (se presente).
- Q : massima portata smaltibile dall'elemento di raccolta superficiale con il grado di riempimento di progetto adottato.

La portata afferente è data dalla formula:

$$Q_{in} = \sum (\varphi_k b_k) L i$$

con:

- Q_{in} portata afferente (m^2/s)
- φ_k coefficiente di deflusso
- b_k larghezza della falda con coefficiente di deflusso φ_k (m)
- L lunghezza della falda (m)
- i intensità di pioggia (mm/h)

Il rapporto tra la massima portata convogliabile nell'elemento e la massima portata defluente per unità di larghezza definisce l'interasse massimo tra i pozzetti di scarico. Il dimensionamento dell'interasse degli elementi puntuali si ottiene facendo il rapporto tra la portata massima transitante in un'ipotetica canaletta triangolare delimitata dal manto stradale e dal cordolo, e la massima portata defluente dalla falda piana per unità di larghezza (q_0).

Una volta fissato l'interasse di progetto sono state effettuate le verifiche del grado di riempimento e della capacità di smaltimento degli elementi puntuali di scarico.

Il coefficiente di deflusso φ_k è stato posto pari a 0,9 per le superfici pavimentate, 0,6 per le superfici inerbite.

Secondo quanto spiegato nella relazione idrologica, l'intensità di pioggia è stata stimata per mezzo della formula a tre parametri descritta nella relazione idrologica.

In base alla teoria dell'onda cinematica si ha che la condizione più gravosa è quella per cui il tempo di pioggia è pari al tempo di corrivazione. Trascurando il tempo di percorrenza dell'elemento da dimensionare si ha che il tempo di corrivazione è pari al tempo di afflusso da una falda piana che è dato dalla seguente formula:

$$t_a = t_c = 3.26(1.1 - \phi) \frac{L_{eff}^{0.5}}{j^{1/3}}$$

dove:

$j = \sqrt{j_l^2 + j_t^2}$ pendenza della strada lungo la linea di corrente (j_l pendenza longitudinale; j_t pendenza trasversale);

$L_{eff} = b \left[1 + \left(\frac{j_l}{j_t} \right)^2 \right]^{1/2}$ lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata.

Si è comunque imposto un tempo di corrivazione minimo pari a 3 minuti poiché per tempi molto brevi la curva dell'intensità di pioggia a due parametri tende all'infinito, fornendo quindi dati non realistici. Per la determinazione dell'interasse tra gli scarichi (embrici e caditoie) si utilizza, la formula di Chèzy:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} j^{1/2}$$

con:

- Q = portata convogliata (m^3/s)
- $n = 0,0143 m^{-1/3}s$ coefficiente di Manning ($K_s=70 m^{1/3}/s$);
- j = pendenza longitudinale;
- A = Area Bagnata (m^2);
- C = Contorno bagnato (m);
- R = Raggio idraulico (m).

Nel caso di embrici, caditoie e bocchettoni la portata specifica dell'elemento drenante risulta dunque variabile con la pendenza trasversale j_{tr} , della carreggiata che varia tra 1,5% e 7%.

La lunghezza massima dello sviluppo del tratto di canale, pari alla massima distanza consentita tra gli embrici, le caditoie e i bocchettoni su ciascun tratto, è dato dal rapporto tra portata massima smaltibile e contributo di portata per metro lineare.

Nella tabella a seguire si riportano le tabelle relative alla stima degli interassi massimi ammissibili.

L'interasse minimo degli elementi di captazione è stato fissato in 5,0 m; quello massimo in 15m per gli embrici, 20m per i bocchettoni e 25m per le caditoie.

ASSE	PR. INIZIO [m]	PR. FINE [m]	lunghezza tratto [m]	Pendenza Longitudinale ciglio [m]	Pendenza Trasversale [m]	Q/I [l/s/m]	Tirante [m]	Larghezza allagabile massima [m]	Area bagnata [m]	Contorno bagnato [m]	Raggio idraulico [m]	Portata specifica [l/s/m]	Interasse massimo di calcolo [m]	Interasse di progetto [m]
CARREGGIATA SINISTRA														
AP1	20.0	66.7	46.7	-1.5%	2.5%	0.255	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	22.3	15.0
AP1	185.5	220.0	34.5	0.3%	2.5%	0.239	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	10.6	10.0
AP1	220.0	280.0	60.0	1.1%	2.5%	0.237	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	20.5	15.0
AP1	280.0	360.0	80.0	2.5%	2.5%	0.232	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	31.6	15.0
AP1	360.0	420.0	60.0	3.8%	2.5%	0.227	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	39.9	15.0
AP1	420.0	480.0	60.0	2.7%	2.5%	0.231	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	33.0	15.0
AP1	480.0	500.0	20.0	1.5%	2.5%	0.360	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	15.8	15.0
AP2	20.0	60.0	40.0	2.5%	2.5%	0.232	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	31.6	15.0
AP2	60.0	100.0	40.0	4.0%	2.5%	0.226	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	41.0	15.0
AP2	100.0	200.0	100.0	6.0%	2.5%	0.220	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	51.6	15.0
AP2	200.0	280.0	80.0	4.1%	2.5%	0.226	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	41.6	15.0
AP2	280.0	300.0	20.0	1.5%	2.5%	0.236	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	24.1	15.0
AP2	300.0	320.0	20.0	1.5%	2.5%	0.236	0.140		0.059	0.992	0.060	0.634	329.4	25.0
AP2	320.0	348.3	28.3	0.5%	2.5%	0.239	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	13.7	10.0
AP2	348.3	360.0	11.7	0.3%	2.5%	0.239	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	10.6	10.0
AP3	0.0	70.2	70.2	9.5%	2.5%	0.217	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	65.7	15.0
AP3	70.2	100.0	29.8	9.0%	2.5%	0.473	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	29.4	15.0
AP3	100.0	120.0	20.0	9.0%	4.8%	0.394	0.048	1.00	0.024	1.049	0.023	0.133	101.3	15.0
AP3	120.0	308.0	188.0	8.0%	7.0%	0.426	0.050	0.71	0.018	0.766	0.023	0.102	67.7	20.0
AP3	308.0	336.8	28.8	7.0%	4.8%	0.392	0.048	1.00	0.024	1.049	0.023	0.133	89.5	20.0
AP3	336.8	359.1	22.3	7.0%	2.5%	0.334	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	36.6	20.0
AP3	359.1	370.0	10.9	7.0%	2.5%	0.201	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	60.8	20.0
AP3	370.0	408.0	38.0	7.0%	1.3%	0.181	0.013	1.00	0.006	1.013	0.006	0.015	21.4	15.0
AP3	539.1	560.0	20.9	5.4%	1.3%	0.185	0.013	1.00	0.006	1.013	0.006	0.015	18.5	15.0
AP3	560.0	600.0	40.0	5.4%	2.5%	0.221	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	48.7	15.0
AP3	600.0	626.0	26.0	4.7%	2.5%	0.352	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	28.6	15.0
AP3	626.0	671.7	45.7	4.7%	4.7%	0.408	0.047	1.00	0.023	1.048	0.022	0.130	69.2	15.0
AP3	671.7	683.4	11.7	3.9%	6.9%	0.445	0.050	0.73	0.018	0.780	0.023	0.104	46.2	15.0
AP3	683.4	729.1	45.7	3.9%	4.7%	0.411	0.047	1.00	0.023	1.048	0.022	0.130	62.5	15.0
AP3	729.1	755.3	26.2	3.9%	2.5%	0.356	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	25.7	15.0
AP3	755.3	862.1	106.8	3.0%	2.5%	0.230	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	34.7	15.0
AP3	862.1	876.2	14.1	3.0%	2.5%	0.362	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	22.1	15.0
AP3	876.2	900.0	23.8	3.0%	4.8%	0.416	0.048	1.00	0.024	1.049	0.023	0.133	55.2	15.0

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Q/I	Tirante	Larghezza allagabile massima	Area bagnata	Contorno bagnato	Raggio idraulico	Portata specifica	Interasse massimo di calcolo	Interasse di progetto
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[l/s/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[l/s/m]	[m]	[m]
AP3	900.0	980.0	80.0	3.0%	7.0%	0.449	0.050	0.71	0.018	0.766	0.023	0.102	39.2	15.0
AP3	980.0	1080.0	100.0	3.0%	7.0%	0.439	0.050	0.71	0.018	0.766	0.023	0.102	40.1	20.0
AP3	1080.0	1107.7	27.7	3.0%	7.0%	0.449	0.050	0.71	0.018	0.766	0.023	0.102	39.2	15.0
AP3	1107.7	1133.1	25.4	3.0%	4.8%	0.416	0.048	1.00	0.024	1.049	0.023	0.133	55.2	15.0
AP3	1133.1	1147.2	14.1	3.0%	2.5%	0.362	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	22.1	15.0
AP3	1147.2	1160.0	12.8	3.0%	2.5%	0.230	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	34.7	15.0
CARREGGIATA DESTRA														
AP1	20.0	66.7	46.7	-1.5%	2.5%	0.392	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	183.8	25.0
AP1	66.7	100.0	33.3	-1.5%	4.8%	0.542	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	133.0	25.0
AP1	100.0	152.4	52.4	-0.6%	7.0%	0.583	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	76.2	25.0
AP1	152.4	185.5	33.1	-0.6%	4.8%	0.437	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	101.7	25.0
AP1	185.5	220.0	34.5	0.3%	2.5%	0.269	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	120.0	25.0
AP1	220.0	280.0	60.0	1.1%	2.5%	0.237	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	20.5	15.0
AP1	280.0	360.0	80.0	2.5%	2.5%	0.232	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	31.6	15.0
AP1	360.0	420.0	60.0	3.8%	2.5%	0.227	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	39.9	15.0
AP1	420.0	480.0	60.0	2.7%	2.5%	0.231	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	33.0	15.0
AP1	480.0	500.0	20.0	1.5%	2.5%	0.336	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	16.9	15.0
AP2	20.0	60.0	40.0	2.5%	2.5%	0.232	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	31.6	15.0
AP2	60.0	100.0	40.0	4.0%	2.5%	0.226	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	41.0	25.0
AP2	100.0	200.0	100.0	6.0%	2.5%	0.220	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	51.6	25.0
AP2	200.0	280.0	80.0	4.1%	2.5%	0.226	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	41.6	15.0
AP2	280.0	300.0	20.0	1.5%	2.5%	0.236	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	24.1	15.0
AP3	300.0	320.0	20.0	1.5%	2.5%	0.265	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	271.9	48.5
AP2	320.0	348.3	28.3	0.5%	2.5%	0.268	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	155.1	48.5
AP2	348.3	360.0	11.7	0.3%	2.5%	0.239	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	10.6	10.0
AP2	360.0	380.0	20.0	0.8%	3.0%	0.376	0.030	1.00	0.015	1.030	0.015	0.063	14.9	10.0
AP2	380.0	400.0	20.0	1.5%	4.5%	0.404	0.045	1.00	0.023	1.046	0.022	0.122	36.9	10.0
AP2	400.0	460.0	60.0	2.0%	2.5%	0.402	0.140	1.00	0.057	0.992	0.057	0.589	206.9	80.0
AP2	460.0	480.0	20.0	2.0%	2.5%	0.288	0.140	1.00	0.057	0.992	0.057	0.589	289.2	80.0
AP3	0.0	70.2	70.2	9.5%	2.5%	0.217	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	65.7	15.0
AP3	359.1	370.0	10.9	7.0%	2.5%	0.201	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	60.8	15.0
AP3	370.0	408.0	38.0	7.0%	2.5%	0.294	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	527.9	25.0
AP3	408.0	539.1	131.1	7.0%	2.5%	0.396	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	392.3	25.0
AP3	539.1	573.7	34.6	5.4%	2.5%	0.300	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	456.1	25.0
AP3	573.7	600.0	26.3	5.4%	1.3%	0.251	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	545.5	25.0
AP3	755.3	862.1	106.8	3.0%	2.5%	0.271	0.140		0.057	0.992	0.057	0.589	374.7	25.0
AP3	1147.2	1160.0	12.8	3.0%	2.5%	0.230	0.025	1.00	0.013	1.025	0.012	0.046	34.7	15.0

11.1 VERIFICA DEGLI INTERASSI DI SCARICO

Fissato l'interasse di progetto, per ogni tratto sono state stimati i parametri idraulici, tirante, velocità e portata defluente. Ciò ha consentito la verifica del grado di riempimento (tirante idrico / altezza cordolo) e della larghezza di banchina occupata dal velo idrico, verificando che non venga mai interessata la carreggiata stradale.

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Tipologia elemento	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Interasse di progetto	Qdefluente	Tirante	Larghezza allagata	A	R	X	Velocità	h/h _{cordolo}	Qsmaltita
	[m]	[m]	[m]		[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m/s]	[m/m]	[l/s]
CARREGGIATA SINISTRA																
AP1	20.0	66.7	46.7	Embrice	-1.5%	2.5%	15.0	3.82	0.02	0.86	0.009	0.01	32.76	0.41	0.43	3.82
AP1	185.5	220.0	34.5	Embrice	0.3%	2.5%	10.0	2.39	0.02	0.98	0.012	0.01	33.46	0.20	0.49	2.39
AP1	220.0	280.0	60.0	Embrice	1.1%	2.5%	15.0	3.56	0.02	0.89	0.010	0.01	32.93	0.36	0.44	3.56
AP1	280.0	360.0	80.0	Embrice	2.5%	2.5%	15.0	3.48	0.02	0.76	0.007	0.01	32.05	0.49	0.38	3.48
AP1	360.0	420.0	60.0	Embrice	3.8%	2.5%	15.0	3.40	0.02	0.69	0.006	0.01	31.59	0.57	0.35	3.40
AP1	420.0	480.0	60.0	Embrice	2.7%	2.5%	15.0	3.46	0.02	0.74	0.007	0.01	31.97	0.50	0.37	3.46
AP1	480.0	500.0	20.0	Embrice	1.5%	2.5%	15.0	5.40	0.02	0.98	0.012	0.01	33.48	0.45	0.49	5.40
AP2	20.0	60.0	40.0	Embrice	2.5%	2.5%	15.0	3.48	0.02	0.76	0.007	0.01	32.05	0.49	0.38	3.48
AP2	60.0	100.0	40.0	Embrice	4.0%	2.5%	15.0	3.39	0.02	0.69	0.006	0.01	31.54	0.58	0.34	3.39
AP2	100.0	200.0	100.0	Embrice	6.0%	2.5%	15.0	3.29	0.02	0.63	0.005	0.01	31.09	0.67	0.31	3.29
AP2	200.0	280.0	80.0	Embrice	4.1%	2.5%	15.0	3.38	0.02	0.68	0.006	0.01	31.51	0.58	0.34	3.38
AP2	280.0	300.0	20.0	Embrice	1.5%	2.5%	15.0	3.54	0.02	0.84	0.009	0.01	32.60	0.40	0.42	3.54
AP2	300.0	320.0	20.0	Cunetta	1.5%	2.5%	25.0	5.90	0.05	0.32	0.008	0.02	37.41	0.70	0.38	5.90
AP2	320.0	348.3	28.3	Embrice	0.5%	2.5%	10.0	2.39	0.02	0.89	0.010	0.01	32.92	0.24	0.44	2.39
AP2	348.3	360.0	11.7	Embrice	0.3%	2.5%	10.0	2.39	0.02	0.98	0.012	0.01	33.46	0.20	0.49	2.39
AP3	0.0	70.2	70.2	Embrice	9.5%	2.5%	15.0	3.26	0.01	0.57	0.004	0.01	30.62	0.79	0.29	3.26
AP3	70.2	100.0	29.8	Embrice	9.0%	2.5%	15.0	7.10	0.02	0.78	0.008	0.01	32.20	0.94	0.39	7.10
AP3	100.0	120.0	20.0	Embrice	9.0%	4.8%	15.0	5.91	0.02	0.49	0.006	0.01	33.04	1.04	0.46	5.91
AP3	120.0	308.0	188.0	Bocchettone	8.0%	7.0%	20.0	8.52	0.03	0.45	0.007	0.01	34.67	1.19	0.63	8.52
AP3	308.0	336.8	28.8	Bocchettone	7.0%	4.8%	20.0	7.84	0.03	0.57	0.008	0.01	33.90	1.02	0.54	7.84
AP3	336.8	359.1	22.3	Bocchettone	7.0%	2.5%	20.0	6.68	0.02	0.80	0.008	0.01	32.34	0.84	0.40	6.68
AP3	359.1	370.0	10.9	Bocchettone	7.0%	2.5%	20.0	4.02	0.02	0.66	0.005	0.01	31.33	0.74	0.33	4.02
AP3	370.0	408.0	38.0	Embrice	7.0%	1.3%	15.0	2.72	0.01	0.87	0.005	0.01	29.32	0.57	0.22	2.72
AP3	539.1	560.0	20.9	Embrice	5.4%	1.3%	15.0	2.78	0.01	0.92	0.005	0.01	29.59	0.52	0.23	2.78
AP3	560.0	600.0	40.0	Embrice	5.4%	2.5%	15.0	3.32	0.02	0.64	0.005	0.01	31.20	0.64	0.32	3.32
AP3	600.0	626.0	26.0	Embrice	4.7%	2.5%	15.0	5.27	0.02	0.79	0.008	0.01	32.26	0.68	0.39	5.27
AP3	626.0	671.7	45.7	Embrice	4.7%	4.7%	15.0	6.12	0.03	0.56	0.007	0.01	33.77	0.82	0.53	6.12
AP3	671.7	683.4	11.7	Embrice	3.9%	6.9%	15.0	6.67	0.03	0.48	0.008	0.02	34.88	0.85	0.66	6.67

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Tipo logia elemento	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Interasse di progetto	Qdefluente	Tirante	Larghezza allagata	A	R	X	Velocità	h/f _{cordolo}	Qsmaltita
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m/s]	[m/m]	[l/s]
AP3	683.4	729.1	45.7	Embrice	3.9%	4.7%	15.0	6.16	0.03	0.59	0.008	0.01	33.98	0.77	0.55	6.16
AP3	729.1	755.3	26.2	Embrice	3.9%	2.5%	15.0	5.34	0.02	0.82	0.008	0.01	32.47	0.64	0.41	5.34
AP3	755.3	862.1	106.8	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	3.45	0.02	0.73	0.007	0.01	31.86	0.52	0.36	3.45
AP3	862.1	876.2	14.1	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	5.42	0.02	0.86	0.009	0.01	32.78	0.58	0.43	5.42
AP3	876.2	900.0	23.8	Embrice	3.0%	4.8%	15.0	6.23	0.03	0.61	0.009	0.01	34.32	0.70	0.58	6.23
AP3	900.0	980.0	80.0	Embrice	3.0%	7.0%	15.0	6.73	0.03	0.50	0.009	0.02	35.23	0.77	0.70	6.73
AP3	980.0	1080.0	100.0	Bocchettone	3.0%	7.0%	20.0	8.78	0.04	0.55	0.011	0.02	35.82	0.83	0.77	8.78
AP3	1080.0	1107.7	27.7	Embrice	3.0%	7.0%	15.0	6.73	0.03	0.50	0.009	0.02	35.23	0.77	0.70	6.73
AP3	1107.7	1133.1	25.4	Embrice	3.0%	4.8%	15.0	6.23	0.03	0.61	0.009	0.01	34.32	0.70	0.58	6.23
AP3	1133.1	1147.2	14.1	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	5.42	0.02	0.86	0.009	0.01	32.78	0.58	0.43	5.42
AP3	1147.2	1160.0	12.8	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	3.45	0.02	0.73	0.007	0.01	31.86	0.52	0.36	3.45
CARREGGIATA DESTRA																
AP1	20.0	66.7	46.7	Cunetta	-1.5%	2.5%	25.0	9.81	0.06	0.39	0.012	0.03	38.62	0.79	0.46	9.81
AP1	66.7	100.0	33.3	Cunetta	-1.5%	4.8%	25.0	13.55	0.07	0.44	0.016	0.03	39.41	0.86	0.52	13.55
AP1	100.0	152.4	52.4	Cunetta	-0.6%	7.0%	25.0	14.58	0.09	0.54	0.024	0.04	40.80	0.61	0.63	14.58
AP1	152.4	185.5	33.1	Cunetta	-0.6%	4.8%	25.0	10.93	0.08	0.48	0.019	0.04	40.07	0.57	0.57	10.93
AP1	185.5	220.0	34.5	Cunetta	0.3%	2.5%	25.0	6.72	0.07	0.45	0.017	0.03	39.66	0.40	0.54	6.72
AP1	220.0	280.0	60.0	Embrice	1.1%	2.5%	15.0	3.56	0.02	0.89	0.010	0.01	32.93	0.36	0.44	3.56
AP1	280.0	360.0	80.0	Embrice	2.5%	2.5%	15.0	3.48	0.02	0.76	0.007	0.01	32.05	0.49	0.38	3.48
AP1	360.0	420.0	60.0	Embrice	3.8%	2.5%	15.0	3.40	0.02	0.69	0.006	0.01	31.59	0.57	0.35	3.40
AP1	420.0	480.0	60.0	Embrice	2.7%	2.5%	15.0	3.46	0.02	0.74	0.007	0.01	31.97	0.50	0.37	3.46
AP1	480.0	500.0	20.0	Embrice	1.5%	2.5%	15.0	5.05	0.02	0.96	0.011	0.01	33.34	0.44	0.48	5.05
AP2	20.0	60.0	40.0	Embrice	2.5%	2.5%	15.0	3.48	0.03	1.16	0.017	0.01	34.41	0.65	0.58	10.81
AP2	60.0	100.0	40.0	Caditoia	4.0%	2.5%	25.0	5.65	0.03	1.27	0.020	0.02	34.95	0.87	0.64	17.56
AP2	100.0	200.0	100.0	Caditoia	6.0%	2.5%	25.0	5.49	0.03	1.17	0.017	0.01	34.45	1.00	0.58	17.07
AP2	200.0	280.0	80.0	Embrice	4.1%	2.5%	15.0	3.38	0.03	1.04	0.014	0.01	33.82	0.77	0.52	10.52
AP2	280.0	300.0	20.0	Embrice	1.5%	2.5%	15.0	3.54	0.03	1.28	0.021	0.02	35.00	0.54	0.64	11.00
AP3	300.0	320.0	20.0	Cunetta	1.5%	2.5%	48.5	12.86	0.05	0.31	0.008	0.02	37.31	0.69	0.37	5.66
AP2	320.0	348.3	28.3	Cunetta	0.5%	2.5%	48.5	13.02	0.06	0.39	0.012	0.03	38.64	0.46	0.46	5.73
AP2	348.3	360.0	11.7	Embrice	0.3%	2.5%	10.0	2.39	0.04	1.50	0.028	0.02	35.91	0.27	0.75	7.43
AP2	360.0	380.0	20.0	Embrice	0.8%	3.0%	10.0	3.76	0.04	1.23	0.023	0.02	35.80	0.43	0.74	9.72
AP2	380.0	400.0	20.0	Embrice	1.5%	4.5%	10.0	4.04	0.03	0.75	0.013	0.02	35.17	0.55	0.67	6.88
AP2	400.0	460.0	60.0	Cunetta	2.0%	2.5%	80.0	32.20	0.07	0.42	0.015	0.03	39.16	0.97	0.50	14.16
AP2	460.0	480.0	20.0	Cunetta	2.0%	2.5%	80.0	23.03	0.06	0.37	0.011	0.03	38.35	0.89	0.44	10.13
AP3	0.0	70.2	70.2	Embrice	9.5%	2.5%	15.0	3.26	0.01	0.57	0.004	0.01	30.62	0.79	0.29	3.26
AP3	359.1	370.0	10.9	Caditoia	7.0%	2.5%	15.0	3.02	0.01	0.59	0.004	0.01	30.77	0.69	0.30	3.02
AP3	370.0	408.0	38.0	Cunetta	7.0%	2.5%	25.0	7.36	0.02	0.13	0.001	0.01	31.99	0.81	0.15	1.04
AP3	408.0	539.1	131.1	Cunetta	7.0%	2.5%	25.0	9.90	0.02	0.14	0.002	0.01	32.59	0.87	0.16	1.40
AP3	539.1	573.7	34.6	Cunetta	5.4%	2.5%	25.0	7.50	0.02	0.13	0.001	0.01	32.29	0.74	0.16	1.06
AP3	573.7	600.0	26.3	Cunetta	5.4%	1.3%	25.0	6.27	0.02	0.09	0.001	0.01	30.56	0.59	0.11	0.44
AP3	755.3	862.1	106.8	Cunetta	3.0%	2.5%	25.0	6.77	0.02	0.14	0.002	0.01	32.69	0.57	0.17	0.96

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Tipologia elemento	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Interasse di progetto	Qdefluente	Tirante	Larghezza allagata	A	R	X	Velocità	h/hcordolo	Qsmaltita
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m/s]	[m/m]	[l/s]
AP3	1147.2	1160.0	12.8	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	3.45	0.02	0.73	0.007	0.01	31.86	0.52	0.36	3.45

Come si evince dai risultati delle verifiche l'area al margine interessata dal velo idrico è sempre inferiore ad un metro e dunque sempre contenuta nella banchina che ha una larghezza minima di 1.5m.

11.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DI DRENAGGIO

11.2.1 ELEMENTI DI CAPTAZIONE

Noti i parametri idraulici, tirante, velocità e portata defluente, è stata verificata per ogni tratto la capacità di smaltimento degli elementi puntuali di captazione (embrici e caditoie).

EMBRICI

La capacità di smaltimento degli embrici è stata verificata assimilando il comportamento dell'elemento ad una luce a battente. È possibile adoperare la seguente formulazione:

$$Q = C_c LH \sqrt{2gH}$$

con:

C: posto pari a 0,3;

L: lunghezza dell'apertura dell'embrice, pari a 1m;

H: carico idraulico totale.

La verifica idraulica risulta soddisfatta se il rapporto tra la portata defluente e la portata massima smaltibile dal singolo elemento è minore di 1.

Nella tabella a seguire si riportano i risultati delle verifiche.

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Tipologia elemento	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Interasse di progetto	Qdefluente	Tirante	Larghezza allagata	Velocità	H	Q	Q/Qmax
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m/s]		[l/s]	
CARREGGIATA SINISTRA														
AP1	20.0	66.7	46.7	Embrice	-1.5%	2.5%	15.0	3.82	0.02	0.86	0.41	0.03	6.97	0.55
AP1	185.5	220.0	34.5	Embrice	0.3%	2.5%	10.0	2.39	0.02	0.98	0.20	0.03	5.73	0.42
AP1	220.0	280.0	60.0	Embrice	1.1%	2.5%	15.0	3.56	0.02	0.89	0.36	0.03	6.51	0.55
AP1	280.0	360.0	80.0	Embrice	2.5%	2.5%	15.0	3.48	0.02	0.76	0.49	0.03	7.24	0.48
AP1	360.0	420.0	60.0	Embrice	3.8%	2.5%	15.0	3.40	0.02	0.69	0.57	0.03	8.21	0.41
AP1	420.0	480.0	60.0	Embrice	2.7%	2.5%	15.0	3.46	0.02	0.74	0.50	0.03	7.38	0.47
AP1	480.0	500.0	20.0	Embrice	1.5%	2.5%	15.0	5.40	0.02	0.98	0.45	0.03	8.63	0.63

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Tipologia elemento	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Interasse di progetto	Qdefluente	Tirante	Larghezza allagata	Velocità	H	Q	Q/Qmax
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m/s]		[l/s]	
AP2	20.0	60.0	40.0	Embrice	2.5%	2.5%	15.0	3.48	0.02	0.76	0.49	0.03	7.24	0.48
AP2	60.0	100.0	40.0	Embrice	4.0%	2.5%	15.0	3.39	0.02	0.69	0.58	0.03	8.36	0.41
AP2	100.0	200.0	100.0	Embrice	6.0%	2.5%	15.0	3.29	0.02	0.63	0.67	0.04	9.96	0.33
AP2	200.0	280.0	80.0	Embrice	4.1%	2.5%	15.0	3.38	0.02	0.68	0.58	0.03	8.44	0.40
AP2	280.0	300.0	20.0	Embrice	1.5%	2.5%	15.0	3.54	0.02	0.84	0.40	0.03	6.64	0.53
AP2	320.0	348.3	28.3	Embrice	0.5%	2.5%	10.0	2.39	0.02	0.89	0.24	0.03	5.31	0.45
AP2	348.3	360.0	11.7	Embrice	0.3%	2.5%	10.0	2.39	0.02	0.98	0.20	0.03	5.73	0.42
AP2	348.3	360.0	11.7	Embrice	0.3%	2.5%	10.0	2.39	0.02	0.98	0.20	0.03	5.73	0.42
AP3	0.0	70.2	70.2	Embrice	9.5%	2.5%	15.0	3.26	0.01	0.57	0.79	0.05	13.18	0.25
AP3	70.2	100.0	29.8	Embrice	9.0%	2.5%	15.0	7.10	0.02	0.78	0.94	0.06	21.76	0.33
AP3	100.0	120.0	20.0	Embrice	9.0%	4.8%	15.0	5.91	0.02	0.49	1.04	0.08	29.29	0.20
AP3	370.0	408.0	38.0	Embrice	7.0%	1.3%	15.0	2.72	0.01	0.87	0.57	0.03	6.02	0.45
AP3	539.1	560.0	20.9	Embrice	5.4%	1.3%	15.0	2.78	0.01	0.92	0.52	0.03	5.35	0.52
AP3	560.0	600.0	40.0	Embrice	5.4%	2.5%	15.0	3.32	0.02	0.64	0.64	0.04	9.49	0.35
AP3	600.0	626.0	26.0	Embrice	4.7%	2.5%	15.0	5.27	0.02	0.79	0.68	0.04	12.05	0.44
AP3	626.0	671.7	45.7	Embrice	4.7%	4.7%	15.0	6.12	0.03	0.56	0.82	0.06	19.94	0.31
AP3	671.7	683.4	11.7	Embrice	3.9%	6.9%	15.0	6.67	0.03	0.48	0.85	0.07	24.52	0.27
AP3	683.4	729.1	45.7	Embrice	3.9%	4.7%	15.0	6.16	0.03	0.59	0.77	0.06	18.31	0.34
AP3	729.1	755.3	26.2	Embrice	3.9%	2.5%	15.0	5.34	0.02	0.82	0.64	0.04	11.15	0.48
AP3	755.3	862.1	106.8	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	3.45	0.02	0.73	0.52	0.03	7.58	0.46
AP3	862.1	876.2	14.1	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	5.42	0.02	0.86	0.58	0.04	10.15	0.53
AP3	876.2	900.0	23.8	Embrice	3.0%	4.8%	15.0	6.23	0.03	0.61	0.70	0.05	16.64	0.37
AP3	900.0	980.0	80.0	Embrice	3.0%	7.0%	15.0	6.73	0.03	0.50	0.77	0.07	22.24	0.30
AP3	1080.0	1107.7	27.7	Embrice	3.0%	7.0%	15.0	6.73	0.03	0.50	0.77	0.07	22.24	0.30
AP3	1107.7	1133.1	25.4	Embrice	3.0%	4.8%	15.0	6.23	0.03	0.61	0.70	0.05	16.64	0.37
AP3	1133.1	1147.2	14.1	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	5.42	0.02	0.86	0.58	0.04	10.15	0.53
AP3	1147.2	1160.0	12.8	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	3.45	0.02	0.73	0.52	0.03	7.58	0.46

CARREGGIATA DESTRA

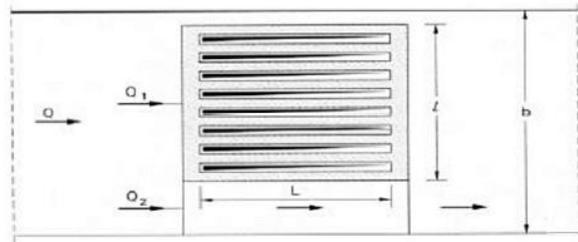
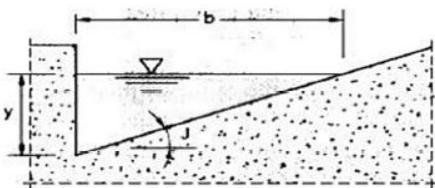
AP1	220.0	280.0	60.0	Embrice	1.1%	2.5%	15.0	3.56	0.02	0.89	0.36	0.03	6.51	0.55
AP1	280.0	360.0	80.0	Embrice	2.5%	2.5%	15.0	3.48	0.02	0.76	0.49	0.03	7.24	0.48
AP1	360.0	420.0	60.0	Embrice	3.8%	2.5%	15.0	3.40	0.02	0.69	0.57	0.03	8.21	0.41
AP1	420.0	480.0	60.0	Embrice	2.7%	2.5%	15.0	3.46	0.02	0.74	0.50	0.03	7.38	0.47
AP1	480.0	500.0	20.0	Embrice	1.5%	2.5%	15.0	5.05	0.02	0.96	0.44	0.03	8.27	0.61
AP2	20.0	60.0	40.0	Embrice	2.5%	2.5%	15.0	3.48	0.03	1.16	0.65	0.05	14.95	0.72
AP2	200.0	280.0	80.0	Embrice	4.1%	2.5%	15.0	3.38	0.03	1.04	0.77	0.06	17.85	0.59
AP2	280.0	300.0	20.0	Embrice	1.5%	2.5%	15.0	3.54	0.03	1.28	0.54	0.05	13.40	0.82
AP2	348.3	360.0	11.7	Embrice	0.3%	2.5%	10.0	2.39	0.04	1.50	0.27	0.04	11.03	0.67

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Tipologia elemento	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Interasse di progetto	Qdefluente	Tirante	Larghezza allagata	Velocità	H	Q	Q/Qmax
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m/s]		[l/s]	
AP2	360.0	380.0	20.0	Embrice	0.8%	3.0%	10.0	3.76	0.04	1.23	0.43	0.05	13.22	0.74
AP2	380.0	400.0	20.0	Embrice	1.5%	4.5%	10.0	4.04	0.03	0.75	0.55	0.05	14.37	0.48
AP3	0.0	70.2	70.2	Embrice	9.5%	2.5%	15.0	3.26	0.01	0.57	0.79	0.05	13.18	0.25
AP3	1147.2	1160.0	12.8	Embrice	3.0%	2.5%	15.0	3.45	0.02	0.73	0.52	0.03	7.58	0.46

Come si evince dalla tabella il rapporto tra la portata defluente e la portata massima smaltibile dall'embrice è sempre minore di 1.

CADITOIE

La geometria delle caditoie in progetto può essere descritta secondo lo schema di luci a griglia non in avvallamento longitudinale di seguito riportato:



L'efficienza E_0 è data dalla relazione:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \frac{Q_2}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{8/3}$$

Della portata complessiva proveniente da monte (Q), solo l'aliquota Q_1 fluisce nella cunetta all'interno della larghezza (l) della caditoia, mentre l'aliquota Q_2 fluisce nella cunetta nella larghezza non coperta (b-l) dalla caditoia.

In particolare, l'aliquota Q_1 è catturata integralmente dalla caditoia solo se la velocità della corrente è minore o uguale di una velocità limite (v_0) pari a:

- $v_0 = 1.86 L^{0.79}$ per griglie con barre perpendicolari alla direzione della corrente;
- $v_0 = 2.25 L^{0.51}$ per griglie con barre parallele alla direzione della corrente.

Nel caso in esame sono state adottate griglie in ghisa carrabile con barre parallele alla direzione della corrente di dimensioni in pianta di 0,8m x 0,8m.

Calcolata la velocità limite del velo idrico, si confronta tale valore con la velocità della corrente idrica in banchina e si procede alla valutazione del rendimento del processo di captazione.

Se $v < v_0$ e $b < L$ la portata è integralmente catturata dalla griglia della caditoia ed il rendimento è pari al 100%; diversamente si procede al calcolo dei rendimenti R1 e R2. il rendimento R1 è associato alla captazione dell'aliquota Q_1^* della portata Q_1 dalla griglia mediante la seguente espressione:

$$R_1 = \frac{Q_1^*}{Q_1} = 1 - 0.3(v - v_0)$$

Anche una parte della portata laterale Q_2 può essere catturata dalla grata in funzione della velocità v e della lunghezza L della griglia, pari a 0,7m nel caso in esame. Indicata con Q_2^* la portata derivata, il rendimento R_2 è dato dalla relazione:

$$R_2 = \frac{Q_2^*}{Q_2} = \left(1 + \frac{0.083v^{1.8}}{JL^{2.3}}\right)^{-1}$$

L'efficienza totale della grata si può dunque esprimere nella forma:

$$E = \frac{Q_1^* + Q_2^*}{Q} = R_1 E_0 + R_2 (1 - E_0)$$

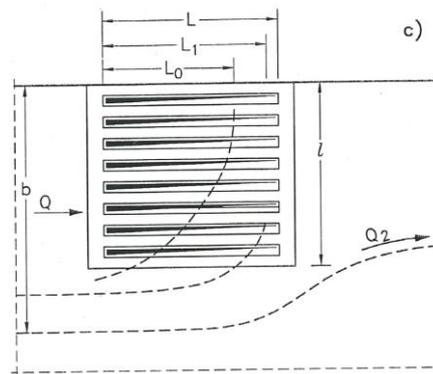
Adottando la teoria dei getti liberi è possibile stimare la lunghezza L_1 necessaria affinché la portata Q_2 defluisca nella grata mediante l'equazione:

$$L_1 = \left(\frac{2q^2}{gy}\right)^{0.5}$$

dove:

$q = vy$ è la portata per unità di larghezza;

y è l'altezza idrica all'imbocco.



Nella tabella a seguire si riportano i risultati delle verifiche.

ASSE	PR. INIZIO	PR. FINE	lunghezza tratto	Tipologia elemento	Pendenza Longitudinale ciglio	Pendenza Trasversale	Interasse di progetto	Qdefluente	Tirante	Larghezza allagata	Velocità	E0	v0	R1	R2	E
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
CARREGGIATA SINISTRA																
AP2	300.0	320.0	20.0	Cunetta	1.5%	2.5%	25.0	5.90	0.05	0.32	0.70	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
CARREGGIATA DESTRA																
AP1	20.0	66.7	46.7	Cunetta	-1.5%	2.5%	25.0	9.81	0.06	0.39	0.79	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP1	66.7	100.0	33.3	Cunetta	-1.5%	4.8%	25.0	13.55	0.07	0.44	0.86	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP1	100.0	152.4	52.4	Cunetta	-0.6%	7.0%	25.0	14.58	0.09	0.54	0.61	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP1	152.4	185.5	33.1	Cunetta	-0.6%	4.8%	25.0	10.93	0.08	0.48	0.57	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP1	185.5	220.0	34.5	Cunetta	0.3%	2.5%	25.0	6.72	0.07	0.45	0.40	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP2	60.0	100.0	40.0	Caditoia	4.0%	2.5%	25.0	5.65	0.03	1.27	0.87	1.00	2.12	1.00	0.15	1.00
AP2	100.0	200.0	100.0	Caditoia	6.0%	2.5%	25.0	5.49	0.03	1.17	1.00	1.00	2.12	1.00	0.12	1.00
AP3	300.0	320.0	20.0	Cunetta	1.5%	2.5%	48.5	12.86	0.05	0.31	0.69	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP2	320.0	348.3	28.3	Cunetta	0.5%	2.5%	48.5	13.02	0.06	0.39	0.46	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP2	400.0	460.0	60.0	Cunetta	2.0%	2.5%	80.0	32.20	0.07	0.42	0.97	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP2	460.0	480.0	20.0	Cunetta	2.0%	2.5%	80.0	23.03	0.06	0.37	0.89	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP3	370.0	408.0	38.0	Cunetta	7.0%	2.5%	25.0	7.36	0.02	0.13	0.81	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP3	408.0	539.1	131.1	Cunetta	7.0%	2.5%	25.0	9.90	0.02	0.14	0.87	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP3	539.1	573.7	34.6	Cunetta	5.4%	2.5%	25.0	7.50	0.02	0.13	0.74	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP3	573.7	600.0	26.3	Cunetta	5.4%	1.3%	25.0	6.27	0.02	0.09	0.59	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00
AP3	755.3	862.1	106.8	Cunetta	3.0%	2.5%	25.0	6.77	0.02	0.14	0.57	1.00	2.12	1.00	1.00	1.00

Come si evince dai risultati della tabella l'efficienza della griglia è sempre pari a 1.

BOCCHETTONI

La portata è stata stimata assimilando il funzionamento a quello di una luce sottobattente:

$$Q = C_f A \sqrt{gh}$$

con:

Q = portata convogliata (m³/s)

C_f = 0,6 coefficiente di contrazione della vena fluida;

A = 0.314 Area della luce (m²);

g = 9.81 accelerazione di gravità (m/s²);

h = 0.09 Altezza del tirante sulla luce, posta pari a 2/3 dell'altezza del bocchettone(m).

La portata massima esitabile risulta pari a $Q=0,177$ m³/s e dunque molto superiore alla portata defluente.

11.3 Elementi di convogliamento

Il modello adottato per la stima delle portate defluenti sulla piattaforma stradale è il metodo razionale. Tale modello ammette due parametri fondamentali, infiltrazione e trasformazione afflussi netti-deflussi. Detti parametri hanno un preciso significato fisico e sono basilari per poter raggiungere una rappresentazione accettabile del fenomeno delle piene, almeno nel campo dell'idrologia a scala urbana: il coefficiente di deflusso, e il tempo di corrivazione del bacino.

Il coefficiente di deflusso ϕ misura il rapporto tra il volume totale dei deflussi superficiali ed il volume totale degli afflussi meteorici. Nel caso in esame, è stato assunto un coefficiente di deflusso costante $\phi = 0.9$ per le superfici costituenti la piattaforma stradale asfaltata, 1 per i tratti in cemento e 0.6 per le superfici inerbite.

Il tempo di corrivazione t_c del bacino, riferito alla sezione di calcolo, rappresenta il tempo caratteristico di formazione degli scorrimenti superficiali; esso dà una rappresentazione della rapidità con cui i deflussi netti si concentrano nelle sezioni di chiusura del bacino in esame e dei sottobacini in cui è stato suddiviso ed è quindi determinante per il calcolo della forma dell'onda di piena ed in particolare del valore di picco della portata.

Tale tempo si determina mediante la seguente formula:

$$t_c = t_e + t_r$$

con:

- t_c è la durata critica di pioggia;
- t_e è il tempo di entrata in rete, ossia il tempo massimo necessario alle gocce d'acqua per raggiungere la rete di drenaggio dal punto di caduta (il tempo di entrata è funzione, generalmente, della densità della rete di drenaggio e della natura delle superfici scolanti);
- t_r è il tempo di traslazione lungo i rami costituenti il percorso idraulicamente più lungo ("asta principale"). Alla generica sezione può essere valutato con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{v_i} \quad t_r = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{v_i}$$

dove:

- N: numero dei tronchi della rete a monte della generica sezione, facenti parte dell'asta principale;
- L_i : lunghezza del tronco i-esimo;
- V_i : velocità del tronco i-esimo.

La verifica delle condotte viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler –Strickler:

$$Q = A K_S R_H^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

- Q = portata;
- A = sezione liquida;
- K_S = coefficiente di Strickler;
- R_H = raggio idraulico;
- i = pendenza longitudinale.

Fissati il coefficiente di scabrezza K_S e la pendenza longitudinale i, si è in grado, con la formula precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo razionale.

Si è assunto un coefficiente di scabrezza secondo Strickler $K_S=85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Nella determinazione del diametro ottimale, si è mantenuto il grado di riempimento della condotta entro i valori:

- $h/D=50\%$ per condotte di diametro inferiore a DN 500mm;
- $h/D=70\%$ per condotte di diametro superiore o uguale a DN500.

La verifica per il dimensionamento dei collettori è stata effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore, sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando la formula di Gauckler -Strickler, precedentemente riportata.

L'intensità di pioggia è stata determinata ipotizzando un tempo di concentrazione pari al tempo di accesso, posto a 5 minuti, più il tempo di rete stimato in funzione della portata transitante nel collettore. Sulla base di questi dati e delle dimensioni dei bacini sono state valutate le portate, come esplicitato nella tabella a seguire.

Nel progetto sono stati utilizzati dei collettori in PEAD (Polietilene ad alta densità) SN 8 kN/m² conformi alla norma UNI EN 13476-3 di diametro nominale DN400 e DN500 per collettare le acque raccolte.

In corrispondenza dei viadotti sono stati adottati collettori in PVC DN400.

Per semplicità ed economicità di realizzazione è stata adottata, dove possibile, una pendenza longitudinale pari a quella del ciglio stradale; i collettori in contropendenza hanno una pendenza minima pari allo 0,2%.

Per il dimensionamento si è considerato il diametro interno (riportato nella tabella) ed un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0,0118 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ ($K_S=85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$).

DN/DE	DI	Spessore
[mm]	[mm]	[mm]
400	335	32.5
500	418	41

Il dimensionamento è stato effettuato fissando sempre una velocità maggiore di 0,5m/s e minore di 5,0m/s.

Nelle tabelle a seguire si riportano le caratteristiche dei collettori e i risultati della verifica.

ASSE	PR. MONTE	PR. VALLE	UBICAZIONE	LUNGHEZZA COLLETTORE	PENDENZA LONGITUDINALE CIGLIO	PENDENZA COLLETTORE	DN COLLETTORE
				[m]			[mm]
AP1	66.7	66.7	C.DX-C.SX	10.5	2.27%	0.20%	500
AP1	91.7	185.5	C. DX	93.8	0.57%	0.57%	500
AP2	175	100	C. DX	75.0	4.00%	4.00%	400
AP3	350	120	C. SX	230.0	6.96%	5.00%	400
AP3	575	539.1	C. DX	35.9	5.40%	5.40%	400
AP3	539.1	408	C. DX	131.1	6.96%	6.96%	400
AP3	408	370	C. DX	38.0	6.96%	6.96%	400
AP3	840	755.3	C. DX	84.7	2.97%	2.97%	400
AP3	1060	980	C. SX	80.0	2.97%	2.97%	400

ASSE	Pr. Monte	Pr. Valle	UBICAZIONE	Pendenza collettore	AREA CONTRIBUENTE EQUIVALENTE	Tempo di accesso	Tempo di concentrazione	intensità di precipitazione	Portata	Diametro interno	Tirante	Area bagnata	Contorno bagnato	Raggio idraulico	Velocità	Numero di Froude	Riempimento
					[m ²]	[h]	[h]	[mm/h]	[m ³ /s]		[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m/s]		
AP1	66.7	66.7	C.DX-C.SX	0.20%	956.00	0.083	0.087	151.1	0.040	0.42	0.17	0.05	0.58	0.09	0.77	0.70	40.6%
AP1	91.7	185.5	C. DX	0.57%	1633.50	0.083	0.104	137.6	0.062	0.42	0.16	0.05	0.56	0.09	1.27	1.19	38.9%
AP2	175	100	C. DX	4.00%	562.50	0.083	0.094	145.1	0.023	0.34	0.06	0.01	0.30	0.04	1.94	3.75	19.0%
AP3	350	120	C. SX	5.00%	2700.00	0.083	0.103	138.2	0.104	0.34	0.13	0.03	0.45	0.07	3.25	3.40	39.1%
AP3	575	539.1	C. DX	5.40%	464.36	0.083	0.088	150.2	0.019	0.34	0.05	0.01	0.28	0.03	2.06	4.57	16.4%
AP3	539.1	408	C. DX	6.96%	2083.45	0.088	0.099	141.3	0.082	0.34	0.11	0.02	0.40	0.06	3.43	4.25	31.6%
AP3	408	370	C. DX	6.96%	2373.20	0.099	0.102	139.1	0.092	0.34	0.11	0.03	0.41	0.06	3.54	4.18	33.5%
AP3	840	755.3	C. DX	2.97%	707.55	0.083	0.096	143.5	0.028	0.34	0.08	0.02	0.33	0.05	1.86	3.06	22.8%
AP3	1060	980	C. SX	2.97%	1080.00	0.083	0.094	145.3	0.044	0.34	0.10	0.02	0.38	0.05	2.11	2.86	28.4%

Come si evince dalla tabella i collettori risultano sempre verificati.