

COMUNE DI SENIGALLIA
(provincia Ancona)



VARIANTE AL P.R.G. "CITTA' RESILIENTE"

SETTORE GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

RELAZIONE DI COMPATIBILITA' AMBIENTALE (L.R. 22/2011)

DATA: **Ottobre 2020**

SCALA:

DISEGNATORE:

ARCHIVIO:

INTEGRAZIONI SETTEMBRE 2020



CHIARAVALLE (AN) Via Cavour, 38
Tel. 071/949279 Fax 071/949063
E-MAIL m.mosca@fastnet.it

DOTT. MASSIMO MOSCA

TAV.

INDICE

1	PREMESSA	3
2	Area 1.6 – REVISIONE AREE PRODUTTIVE DAP.9-10-11;.....	4
2.1	Verifica di Compatibilità Idraulica Completa.....	4
2.1.1	Morfologia del bacino imbrifero - Ubicazione dell’area di interesse	4
2.1.2	Caratteristiche morfometriche del bacino imbrifero	5
2.1.3	Altezza media	5
2.1.4	Tempi di Corrivazione.....	6
2.1.5	Caratteri idrologici e idraulici del bacino del f. della Giustizia	7
2.1.6	Verifica delle sezioni d’alveo - mitigazione della pericolosità idraulica - criteri d’intervento. 11	
3	AREA 2.13 – RIQUALIFICAZIONE E VALORIZZAZIONE AREA PARCHEGGIO DI INTERSCAMBIO;	15
4	AREA 2.15 – REVISIONE COMPARTO CT4 - CIARNIN;	19
4.1	Verifica completa:.....	20
4.1.1	Il Bacino del f. Marignano chiuso alla sezione di via Galilei	20
4.1.2	Caratteristiche morfometriche del bacino imbrifero	20
4.1.3	Altezza media	21
4.1.4	Tempi di Corrivazione.....	22
4.2	Caratteri idrologici e idraulici del bacino del f. Marignano	24
4.2.1	Verifica delle sezioni d’alveo	28
4.3	Pericolosità idraulica:	31
4.3.1	Idrogramma di progetto	32
4.3.2	Definizione delle aree a pericolosità idraulica.....	34
4.4	Compatibilità idraulica dell’area 2.15 in variante	36
5	RIORDINO FONDIARIO AREE BF2 IN FRAZIONE VALLONE	37
6	AREA 2.8 - VIA CAPANNA ALTA, TRASFORMAZIONE URBANA E RACCORDO COMPLANARE - AREA 2.10 REVISIONE COMPARTO DI ESPANSIONE VIALE DEI PINI	38
6.1	Verifica semplificata	41
6.2	Verifica completa.....	43
6.2.1	Morfologia del bacino imbrifero del fosso di S. Angelo chiuso alla sezione dell’attraversamento pedonale di Viale dei Pini	43
6.2.2	Altezza media	44
6.2.3	Tempi di Corrivazione.....	45
6.2.4	Verifica delle sezioni d’alveo – compatibilità idraulica degli interventi	48
6.3	Pericolosità idraulica:	51
6.3.1	Idrogramma di progetto	52

6.3.2	Definizione delle aree a pericolosità idraulica.....	55
6.4	Compatibilità idraulica delle aree 2.8 e 2.10 in variante.....	57
7	AREA 2.11 - VIA PODESTI, E AREA 2.12 SCUOLA	57
7.1	Verifica completa:.....	57
7.1.1	Portate al colmo di piena con TR 200 del F. Misa	59
7.1.2	Portate al colmo di piena con TR 100 del f. Sant'Angelo.....	60
7.1.3	Portate al colmo di piena con TR 30 e TR 100 dell'area Saline	60
7.1.4	Il Bacino dell'area Saline chiuso alla sezione di via Podesti - Caratteristiche morfometriche del bacino imbrifero	60
7.1.5	Altezza media	60
	Tempi di Corrivazione.....	61
7.1.6	Pioggia attesa	62
7.1.7	Verifica delle sezioni d'alveo	64
7.2	Pericolosità idraulica:	70
7.2.1	Idrogramma di progetto	70
7.2.2	Definizione delle aree a pericolosità idraulica.....	73
7.3	Compatibilità idraulica delle aree 2.11 e 2.12 in variante.....	75

Allegati alla relazione

Tav. 1: Aree di pericolosità idraulica del fosso Marignano – scala 1:3.000

Tav. 2: Aree di pericolosità idraulica del fosso Sant'Angelo – scala 1:2.000

Tav. 3: Aree di pericolosità idraulica dell'area Saline – scala 1:2.500

Comune di Senigallia (An)



Variante al PRG

CITTA' RESILIENTE

SETTORE GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA (L.R. 22/2011)

Integrazioni Settembre 2020

1 PREMESSA

In base alla richiesta di approfondimenti formulata dal Servizio Tutela, Gestione e Assetto del Territorio della Regione Marche, si forniscono le valutazioni integrative relative alla Verifica di Compatibilità Idraulica per le seguenti aree in variante:

SIGLA AREA	descrizione	Livello di verifica valutato nella documentazione già presentata (dicembre 2019)	VCI nel presente documento
Area 1.6	revisione aree produttive DAP.9-10-11	preliminare	COMPLETA
Area 2.13	riqualificazione e valorizzazione area parcheggio di interscambio	preliminare	SEMPLIFICATA
Area 2.15	Revisione comparto CT4 - Ciarnin	preliminare	COMPLETA

Area 4.5	riordino fondiario aree Bf2 in frazione Vallone	preliminare	PRELIMINARE
Area 2.8	via capanna alta, trasformazione urbana e raccordo complanare	preliminare	SEMPLIFICATA (F. Misa) COMPLETA (f. S. Angelo)
Area 2.10	revisione comparto di espansione Viale dei Pini	preliminare	SEMPLIFICATA (F. Misa) COMPLETA (f. S. Angelo)
Area 2.11	Modifica destinazione area non funzionale in via Podesti	SEMPLIFICATA	COMPLETA
Area 2.12	previsione nuove aree standard (scuola)	SEMPLIFICATA	COMPLETA

2 Area 1.6 – REVISIONE AREE PRODUTTIVE DAP.9-10-11;

2.1 Verifica di Compatibilità Idraulica Completa

2.1.1 Morfologia del bacino imbrifero - Ubicazione dell'area di interesse

Le zone oggetto della presente verifica sono ricomprese nel bacino idrografico del fosso della Giustizia (o fosso di Fontenuovo), che sfocia direttamente a mare a nord del Misa. Il bacino idrografico del fosso menzionato è molto piccolo e delimitato verso monte dallo spartiacque prossimo alla fascia costiera.

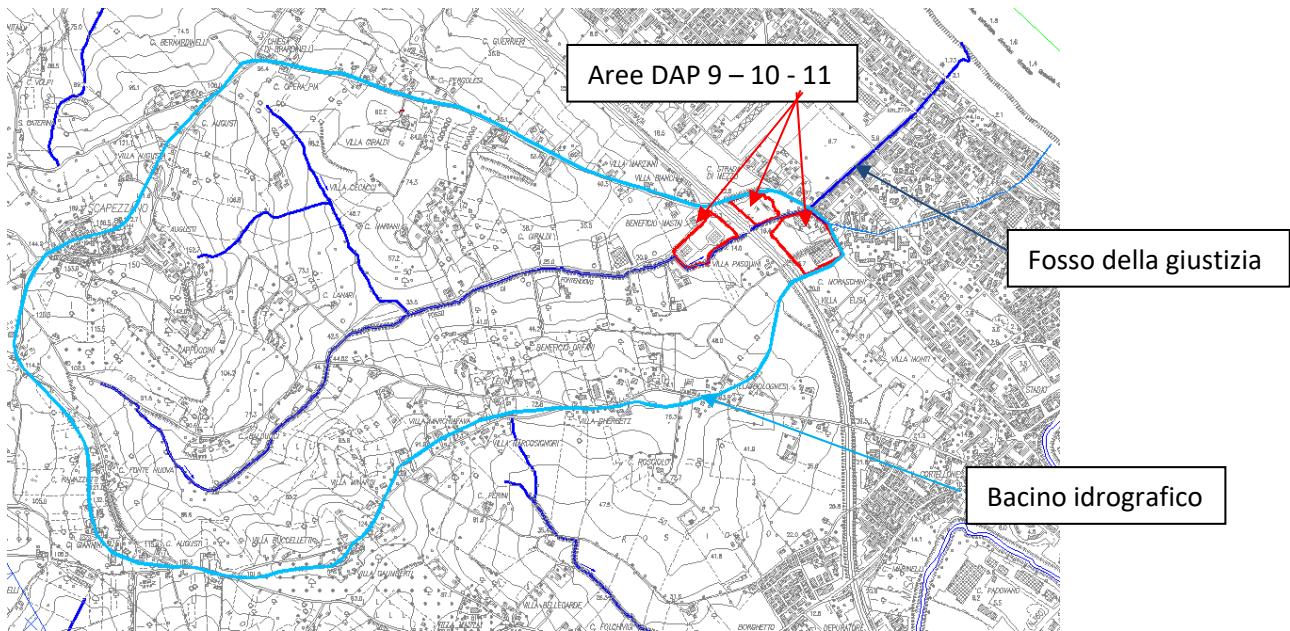


Figura 1 - bacino idrografico del f. della Giustizia chiuso alla sezione di "via Cellini"

2.1.2 Caratteristiche morfometriche del bacino imbrifero

Il bacino idrografico indicato, sotteso alla sezione di interesse (vedi Figura 1) ha una superficie di 3,5 kmq .

La lunghezza dell'asta principale interrotta alla sezione di chiusura è stata calcolata utilizzando programmi con grafica vettoriale tipo C.A.D. Essa risulta essere pari a ca 3,3 km

2.1.3 Altezza media

L'altezza media del bacino, chiusi alle sezioni di interesse, sono state calcolate (Figura 2), attraverso l'elaborazione della curva ipsografica.

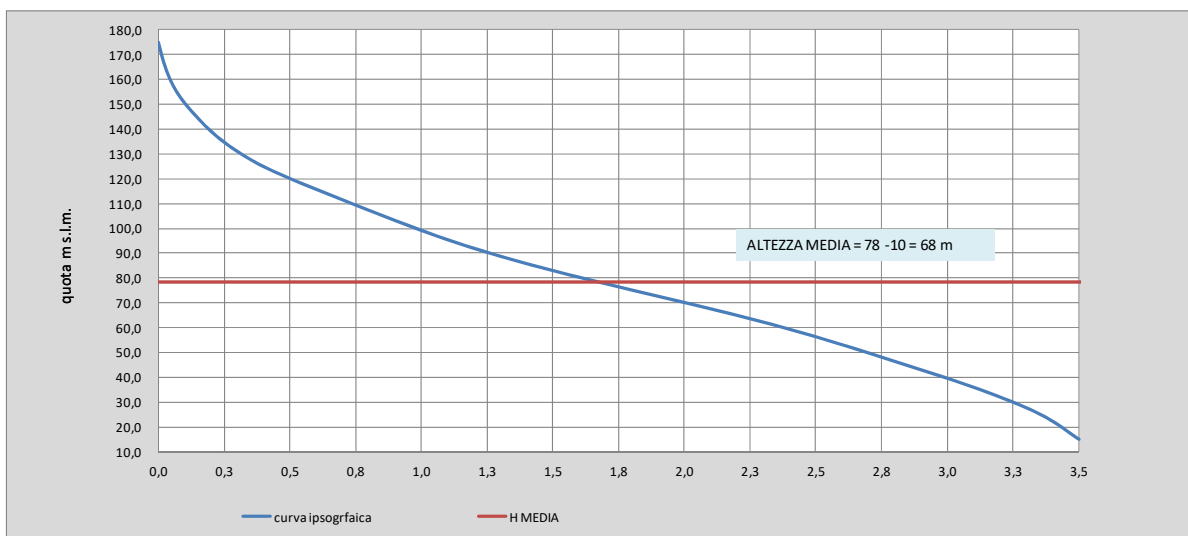


Figura 2 - altezza media del bacino del f della Giustizia sotteso alla sezione di chiusura

L'altezza media H è risultata essere pari a circa **68 m**.

2.1.4 Tempi di Corrivazione

Il tempo di corrivazione idraulicamente rappresenta il tempo massimo che una particella d'acqua impiega per giungere alla sezione di chiusura, ed è fondamentale per l'interpretazione e la quantificazione dei processi di deflusso di piena da un dato bacino.

Il valore del Tempo di corrivazione t_c (ore) è stato ottenuto confrontando tra di loro vari metodi presenti in letteratura che possono essere considerati adatti alle caratteristiche morfologiche del bacino in esame.

In particolare si sono utilizzate le seguenti formule:

GIANDOTTI:
$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,6 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H}}$$

VENTURA:
$$t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i}}$$

VIPARELLI:
$$t_c = \frac{L}{3,6 \cdot V}$$

PEZZOLI:
$$t_c = \frac{0,053 \cdot L}{\sqrt{i}}$$

PASINI:
$$t_c = \frac{0,108}{\sqrt{i}} (S \cdot L)^{1/3}$$

Dove:

Parametri morfometrici del bacino		unità di misura	valore
S	superficie del bacino	kmq	3,5
L	lunghezza dell'asta principale	km	3,3
H	altezza media del bacino	m	68
i	pendenza media dell'asta principale	%	0,026
V	velocità media scorrimento superficiale	m/sec	1
Hm	altezza massima del bacino	m	173
h	altezza del bacino alla sezione di chiusura	m	10

I risultati ottenuti sono i seguenti:

tempo di corrivazione (metodo)	t_c (ore)
Giandotti	1,93
Ventura	1,48
Viparelli	0,92
Pezzoli	1,13
Pasini	1,52

Il tempo di corrivazione t_c (ore) del bacino imbrifero del fosso in esame chiuso alla sezione di interesse, appare variabile in funzione della metodologia di calcolo utilizzata, il valore più frequente tra i metodi presi in esame è **pari a ca. 1,5 ore** (Pasini e Ventura).

2.1.5 Caratteri idrologici e idraulici del bacino del f. della Giustizia

Il presente paragrafo ha lo scopo di individuare i caratteri idrologici e idraulici del bacino del fosso in esame alla sezione di chiusura.

In tale sezione il fosso in esame presenta i seguenti parametri morfometrici principali:

	fosso della Giustizia
Area	3,5 km ² ;
Lunghezza asta principale	3,3 km;
Altezza media	68 m

Sulla base di tali elementi morfometrici e di quanto espresso nel paragrafo 2.1 è stata stimata l'entità del *tempo di corrivazione*, t_c :

	fosso della Giustizia
Tempo corrivazione	1,5 ore

Per quanto riguarda la *pioggia attesa* ci si è riferiti ad elaborazioni statistiche dei dati degli annali idrografici relative alla stazione pluviometrica di Senigallia (vedi Tabella 1) che per posizione e continuità nel tempo dei dati pluviometrici può essere ritenuta ben rappresentativa delle condizioni meteorologiche del bacino in esame. Inoltre, tenuto conto della limitata estensione del bacino idrografico dei fossi in esame non è stato applicato alcun fattore di ragguglio areale.

Stazione di Senigallia 5 m.s.l.m.

anno	precip. 1 ora (mm)	precip. 3 ore (mm)	precip. 6 ore (mm)	precip. 12 ore (mm)	precip. 24 ore (mm)
1951	14,2	28,8	31,2	41,2	46,6
1952	21,0	21,0	33,8	40,8	47,4
1953	14,6	21,4	34,2	45,6	60,2
1954	22,2	27,2	27,6	39,4	44,2
1955	81,4	101,6	112,6	128,6	138,8
1959	40,0	53,4	55,2	74,8	97,4
1960	30,0	30,4	30,4	35,8	52,2
1964	40,0	43,8	44,4	44,4	48,4
1965	14,8	22,4	28,4	37,4	53,0
1966	28,0	48,0	52,6	78,2	98,6
1967	19,6	29,6	35,2	50,6	63,0
1969	17,8	29,0	40,8	75,2	77,8
1970	29,8	31,2	31,2	51,0	67,4
1972	22,4	28,0	31,6	32,0	55,4
1973	28,0	47,0	57,6	79,0	108,2
1974	29,2	44,2	45,2	52,4	81,6
1975	34,2	59,2	62,4	80,6	105,0
1976	70,0	119,0	122,4	151,4	209,4
1977	16,8	21,6	30,0	40,0	57,6
1978	17,6	19,4	34,4	53,6	72,4
1979	39,4	42,6	54,0	76,0	83,8
1980	20,0	28,4	32,0	47,8	61,8
1991	33,8	44,0	57,4	65,4	67,2
1992	16,0	20,0	23,2	35,8	53,2
1993	22,6	27,4	28,0	31,4	41,6
1994	43,8	53,0	53,0	58,4	69,2
1995	18,4	44,2	61,4	62,0	62,2
1996	20,4	23,4	29,8	46,2	65,2
1997	14,4	21,6	29,8	39,0	54,8
1998	10,4	20,0	30,4	47,8	64,0
1999	28,4	54,4	70,4	85,0	85,6
2000	40,0	42,8	43,0	48,0	49,4
2001	17,8	18,2	21,2	29,8	36,2
2002	41,1	50,8	53,8	54,4	63,6
2003	18,2	20,0	22,0	34,8	36,2
2004	12,6	17,2	21,8	22,6	29,0
2005	27,4	41,0	61,2	81,0	89,0
2006	35,0	85,4	94,2	94,2	128,8
2007	14,0	17,0	19,4	30,0	33,0
2008	15,8	33,0	34,4	40,0	49,8
2010	29,8	42,6	43,8	58,6	65,8
2011	20,2	28,2	36,2	43,6	65,6
2012	36,6	63,8	66,0	89,2	98,2
2013	54,2	58,2	65,6	66,0	66,0

Tabella 1- precipitazioni di massima intensità con durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore registrate alla stazione meteorologica di Senigallia

Sono così stati stimati i parametri a ed n delle curve di possibilità climatiche secondo la nota formulazione: $h = a \cdot t_c^n$ con tempo di ritorno in particolare pari a 10, 50, 100 e 200 anni.

Tempo di ritorno di 200 anni		
n	log(a)	a
0,250	1,926	84,40

$$h = at^n$$

Tempo di ritorno di 200 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	84,399
2	100,383
3	111,102
4	119,394
5	126,250
6	132,143
7	137,340
8	142,006
9	146,253
10	150,160
11	153,785
12	157,170
13	160,349
14	163,350
15	166,195
16	168,900
17	171,482
18	173,952
19	176,321
20	178,599
21	180,793
22	182,910
23	184,955
24	186,936

Tempo di ritorno di 100 anni		
n	log(a)	a
0,253	1,881	76,05

$$h = at^n$$

Tempo di ritorno di 100 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	76,053
2	90,600
3	100,367
4	107,930
5	114,186
6	119,566
7	124,311
8	128,574
9	132,456
10	136,027
11	139,341
12	142,436
13	145,344
14	148,090
15	150,692
16	153,168
17	155,531
18	157,792
19	159,961
20	162,046
21	164,055
22	165,994
23	167,867
24	169,681

Tempo di ritorno di 50 anni		
n	log(a)	a
0,255	1,830	67,68

$$h = at^n$$

Tempo di ritorno di 50 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	67,676
2	80,781
3	89,593
4	96,422
5	102,076
6	106,941
7	111,234
8	115,092
9	118,606
10	121,841
11	124,843
12	127,647
13	130,283
14	132,772
15	135,132
16	137,378
17	139,521
18	141,572
19	143,540
20	145,433
21	147,256
22	149,016
23	150,717
24	152,364

Tempo di ritorno di 10 anni		
n	log(a)	a
0,266	1,680	47,87

$$h = at^n$$

Tempo di ritorno di 10 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	47,868
2	57,551
3	64,100
4	69,194
5	73,422
6	77,067
7	80,290
8	83,191
9	85,837
10	88,275
11	90,539
12	92,658
13	94,650
14	96,533
15	98,319
16	100,020
17	101,645
18	103,201
19	104,695
20	106,132
21	107,517
22	108,855
23	110,149
24	111,402

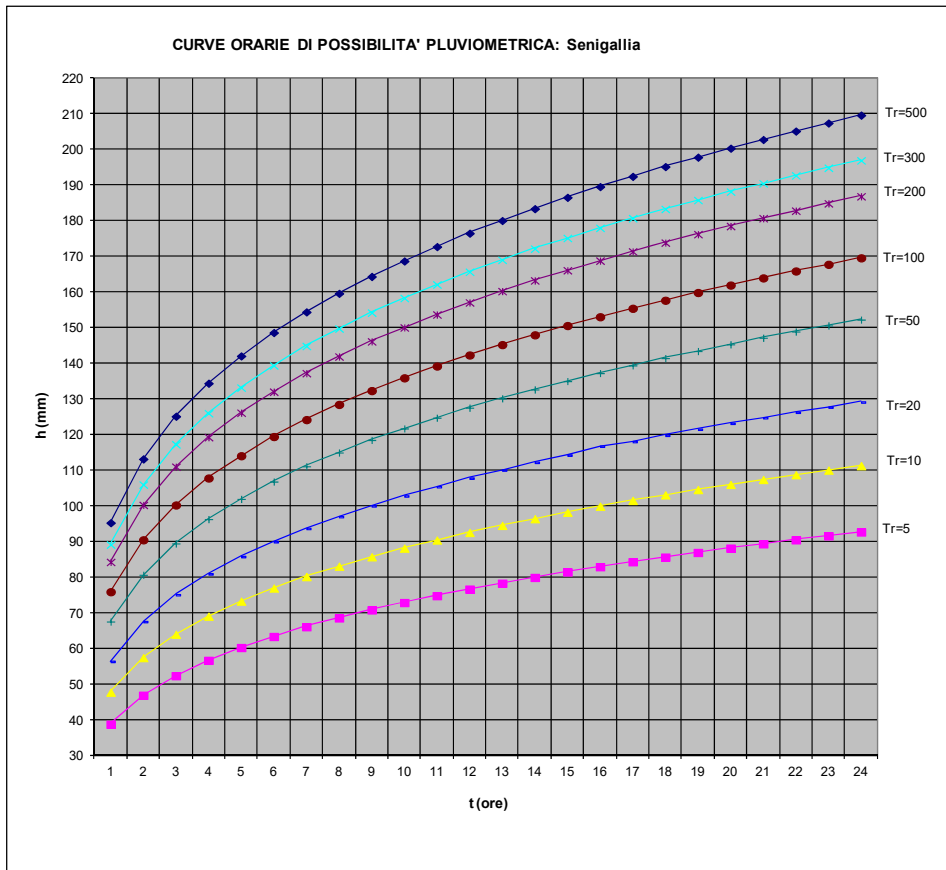


Figura 3- Curve di possibilità pluviometrica per vari tempi di ritorno

Sulla base di tali elaborazioni è stato possibile determinare un'altezza di pioggia, riferita ai tempi di corrivazione, come sopra determinati:

	altezza di pioggia (mm)
	fosso della Giustizia
TR 10	53.3
TR 50	75.1
TR 100	84.2
TR 200	93.4

Per la determinazione della portata di piena alla sezione di chiusura, si è fatto riferimento alla formulazione del metodo razionale:

$$Q_{\max}(\text{mc/s}) = 0.278 \cdot \frac{k_f \cdot c_a \cdot h \cdot A}{\tau_c}$$

Con

k_f : fattore di frequenza funzione del tempo di ritorno (1.23-1.50);

c_a : coefficiente di afflusso, variabile da 0 a 1 in funzione della permeabilità superficiale del bacino. Tale fattore c_a è stato stimato con il metodo di Chow et alii (1988) sulla base delle informazioni contenute nel modello idrogeologico del bacino, dell'uso del suolo, e della pendenza dello stesso.

Tipo di superficie	C_a
Asfalto	0.657
Calcestruzzo, tetti	0.657
Coltivazioni(i=0-2%)	0.375
Coltivazioni(i=2-7%)	0.395
Coltivazioni(i>7%)	0.401
Pascoli(i=0-2%)	0.349
Pascoli(i=2-7%)	0.381
Pascoli(i>7%)	0.395
Boschi(i=0-2%)	0.316
Boschi(i=2-7%)	0.368
Boschi(i>7%)	0.381

Nello specifico, si è assunto un valore di c_a pari a 0,40 determinato dal reale rapporto tra le superfici a vario grado di pendenza ed uso del suolo.

I risultati delle elaborazioni idrologiche effettuate sono di seguito riportate:

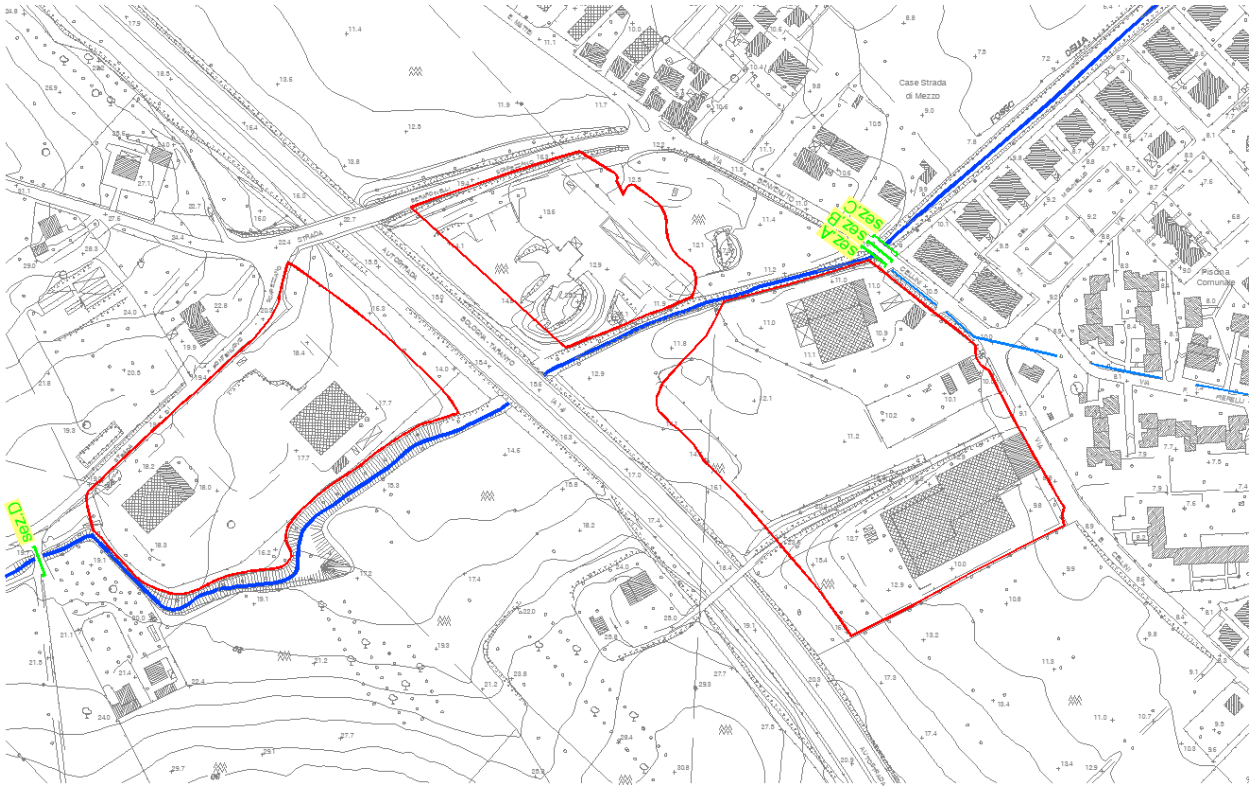
	Portata massima attesa Q_{max} (mc/s)
	fosso della Giustizia
TR 10	17.0
TR 50	27.7
TR 100	32.1
TR 200	36.3

2.1.6 Verifica delle sezioni d'alveo - mitigazione della pericolosità idraulica - criteri d'intervento

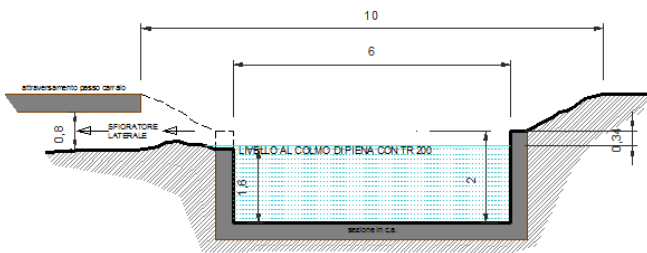
Il modello afflussi – deflussi elaborato permette di verificare l'adeguatezza delle sezioni d'alveo del fosso esaminato in prossimità delle aree in variante.

In particolare, si sono rilevate le sezioni in corrispondenza degli attraversamenti ritenuti critici di:

- via Cellini, a valle delle aree in variante
- via Fontenuovo immediatamente a monte delle aree in variante



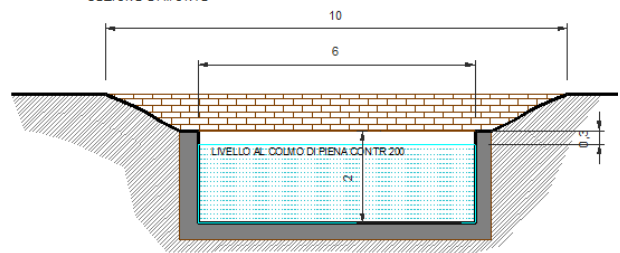
SEZIONE DEL FOSSO DELLA GIUSTIZIA A MONTE DELL'ATTRAVERSAMENTO DI VIA CELLINI



Sezione A (luce massima 12 mq)

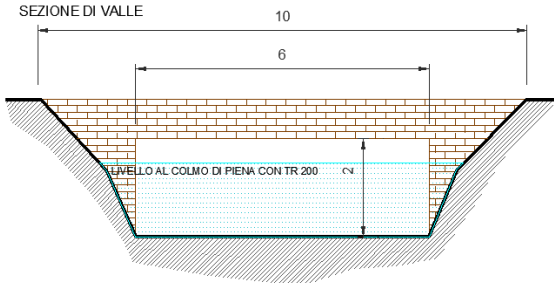
SEZIONE DEL FOSSO DELLA GIUSTIZIA IN CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO DI VIA CELLINI

SEZIONE DI MONTE



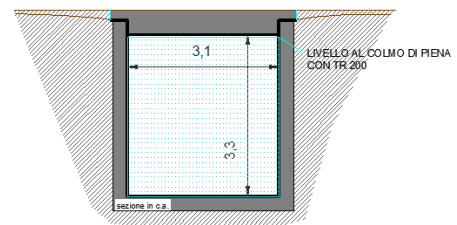
Sezione B (luce massima 12 mq)

SEZIONE C: SEZIONE DEL FOSSO DELLA GIUSTIZIA IN CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO DI VIA CELLINI
 SEZIONE DI VALLE



Sezione C (luce massima 12 mq)

SEZIONE D: SEZIONE DEL FOSSO DELLA GIUSTIZIA IN VIA FONTENUOVO IMMEDIATAMENTE A MONTE DELLE AREE IN VARIANTE



Sezione D (luce massima 10,2 mq)

Figura 4 - sezioni d'alveo VERIFICATE dei fossi di interesse.

Le sezioni rilevate (vedi Figura 4) evidenziano situazioni adeguate al passaggio della portata al colmo con TR 200 anni. Infatti, tutte le sezioni artificiali del fosso della Giustizia considerate nella presente analisi, che rappresentano i punti maggiormente critici dal punto di vista idraulico in quanto ad ampiezza della sezione d'alveo, appaiono adeguate a permettere il deflusso di una piena con Tr 200 anni (Figura 4 sezione A, B, C e D).

La verifica statica in moto uniforme, stante le caratteristiche di pendenza dei tratti dei fossi in esame (circa 0,015) e stanti le condizioni di scabrezza degli stessi (coefficiente di Manning pari a 0,035 per i corsi con fondo inerbito e 0,013 per i canali in cls) evidenzia la necessità di una sezione libera come di seguito specificata al fine di contenere l'onda di piena con Tr 200 calcolata:

	fosso della Giustizia
Sezione libera necessaria	10.0
Sezione libera esistente	10-12

Per la modellazione della geometria dei corsi d'acqua nei tratti in esame ci si è avvalsi delle sezioni topografiche rilevate direttamente in loco nel punto di progetto.

Per la definizione della velocità di deflusso "V" in condizioni di massima piena (con tempi di ritorno di 10-200 anni) si è utilizzata la formula di Manning:

$$V(m/s) = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Dove:

n = coefficiente di Manning (funzione della scabrezza dell'alveo e delle aree limitrofe)

R = raggio idraulico

I = pendenza d'alveo

Il coefficiente di scabrezza è stato ottenuto attraverso le tabelle elaborate da Manning ed è stato considerato uniforme per i tratti di fiume in esame e corrispondente al valore di 0,035, caratterizzante alvei in terra regolarizzati con molta vegetazione ed alghe.

Sulla base della modellazione ottenuta e delle portate di massima piena indicate al paragrafo 2.1.5, si sono verificate le sezioni d'alveo nello stato attuale:

VERIFICHE TR 200 - SEZIONE A				VERIFICHE TR 200 - SEZIONE B			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE				verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena				Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,12	R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,09
I	Pendenza d'alveo	-	0,015	I	Pendenza d'alveo	-	0,015
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035	n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	3,76	V	Velocità (formula di Manning)	m/s	3,70
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200				Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200			
Q	Portata al colmo per TR 200 anni	mc/s	36,0	Q	Portata al colmo per TR 200 anni	mc/s	36,0
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	9,6	a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	9,7
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale				CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale			
A	AREA della sezione bagnata	mq	10,01	A	AREA della sezione bagnata	mq	10,20
P	Perimetro Bagnato	m	8,97	P	Perimetro Bagnato	m	9,40

VERIFICHE TR 200 - SEZIONE C				VERIFICHE TR 200 - SEZIONE D			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE				verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena				Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,06	R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,05
I	Pendenza d'alveo	-	0,015	I	Pendenza d'alveo	-	0,015
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035	n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	3,65	V	Velocità (formula di Manning)	m/s	3,61
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200				Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200			
Q	Portata al colmo per TR 200 anni	mc/s	36,0	Q	Portata al colmo per TR 200 anni	mc/s	36,0
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	9,9	a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	10,0
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale				CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale			
A	AREA della sezione bagnata	mq	9,90	A	AREA della sezione bagnata	mq	10,07
P	Perimetro Bagnato	m	9,30	P	Perimetro Bagnato	m	9,60

Tabella 2 - verifica delle sezioni d'alveo rilevate allo stato attuale: Il valore A (evidenziato in giallo) è l'area effettivamente disponibile al deflusso di piena, mentre il valore "a" (in grassetto) è l'area minima necessaria al deflusso stesso.

Il valore di circa 10 mq necessario a far defluire la piena duecentennale nel fosso della Giustizia è, allo stato attuale, presente anche nella sezione C di Figura 4 in corrispondenza del ponte di via Cellini (ca. 12 mq). In tale sezione si sono svolti recentemente lavori di pulizia e modellamento dell'alveo artificiale che hanno ridotto lo scenario di rischio con potenziale esondazione prospettata nella nostra documentazione del dicembre 2019. È evidente che lo stato di manutenzione dell'alveo rimane una condizione imprescindibile al fine di garantirne il corretto deflusso idrico soprattutto in condizioni di massima piena.

Nella sezione d'alveo di via Cellini va inoltre segnalata la presenza di un canale scolmatore (vedi sezione A di figura 4) che, in destra orografica, permetterebbe di far defluire parte della potenziale portata di piena nel vecchio tratto del fosso di Fontenuovo con sbocco direttamente a mare circa 500 m a sud della foce del f. della Giustizia.

Tale presenza pur non essendo stata considerata, in maniera cautelativa, in sede di calcolo e verifica, rappresenta comunque un'ulteriore garanzia del corretto deflusso di piena nell'area.

Pertanto, tenuto conto delle opere di manutenzione effettuate consistenti nella pulizia del fosso in corrispondenza dell'attraversamento di via Cellini, è possibile escludere la presenza di aree potenzialmente inondabili interferenti con le aree in variante.

In funzione delle verifiche e considerazioni effettuate, in condizioni di manutenzione ordinaria, è possibile affermare che le trasformazioni urbanistiche previste per le aree in esame sono idraulicamente compatibili con la realtà geomorfologica del sito.

Infatti, in base alla DGR 54/2014, tenuto anche conto che il bacino di alimentazione del fosso della Giustizia è inferiore a 25 kmq, è possibile escludere la presenza di aree a pericolosità idraulica al di fuori dell'alveo del fosso della Giustizia ed in particolare interferenti con le aree in variante.

3 AREA 2.13 - RIQUALIFICAZIONE E VALORIZZAZIONE AREA PARCHEGGIO DI INTERSCAMBIO;

Il reticolo idrografico che caratterizza l'area in variante e le zone limitrofe, è stato individuato a partire dalla cartografia regionale in scala 1:10.000, da quella comunale in scala 1:2000 e dalle osservazioni dirette effettuate in sito.

L'area è situata in prossimità della fascia costiera e dal punto di vista idraulico non appartiene a nessuno dei bacini idrografici riconducibili ad un corso d'acqua significativo del territorio comunale.

Infatti, anche in virtù delle modificazioni avvenute a seguito dell'urbanizzazione storica e recente della città di Senigallia, l'area grava idraulicamente su di una zona in cui le acque superficiali sono regimate dal sistema fognario urbano che scarica in due piccoli fossi (a nord e a sud dell'area in variante) con sbocco diretto a mare i cui percorsi sono quasi esclusivamente artificiali e per gran parte del tragitto tombinati.

Questi fossi sono caratterizzati da bacini idrografici di alimentazione irrisonanti che interessano esclusivamente o quasi la fascia pianeggiante costiera. Nel complesso i due bacini, definiti in Figura 5 come “bacino area Saline” e “bacino area nord Ciarnin” hanno una superficie di appena 1 kmq.

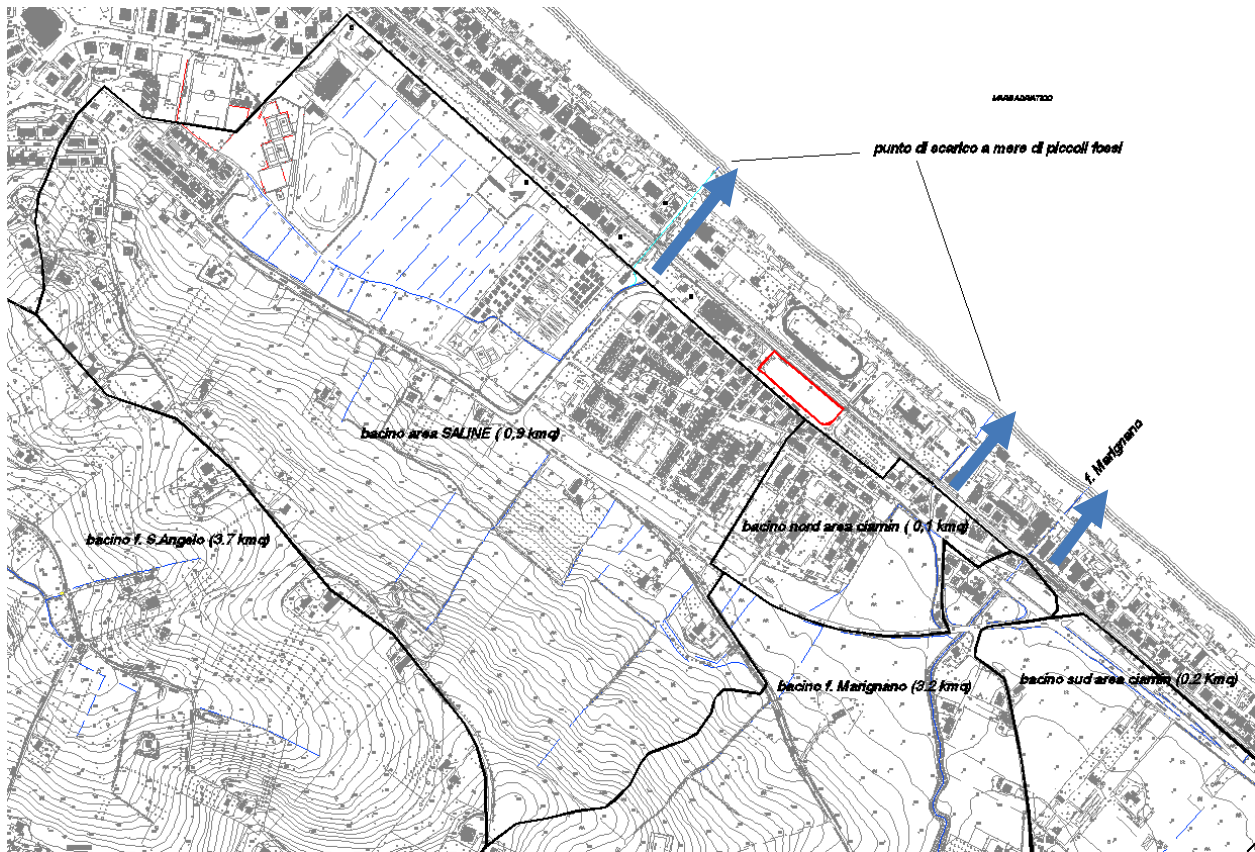


Figura 5: schema del deflusso idrico in corrispondenza dell'area in variante

In particolare, l'area in variante si trova a cavallo dei due bacini menzionati in una zona compresa tra il rilevato ferroviario della linea adriatica e la SS 16 Adriatica. Entrambe le linee di comunicazione indicate sono dotate di canalette e fossi di guardia che permettono il corretto deflusso delle locali acque meteoriche.

Poiché l'area in variante è posta alla quota topografica della SS 16 (vedi Foto 1) ovvero a circa 3,3 / 3,4 m slm e poiché il lato sud dell'area è percorso dal collegamento viario che sfrutta il sottopasso ferroviario per raggiungere il lungomare Da Vinci posto alla quota di circa 2,9 m slm, è possibile definire quest'ultimo come punto di deflusso preferenziale delle acque superficiali in caso di precipitazioni sovrabbondanti escludendo (su base geomorfologica) la possibilità che possano formarsi ristagni idrici nell'area in esame.



Foto 1: area in variante – la quota dell’area è del tutto simile a quella dell’adiacente SS16

L’eventuale pericolosità idraulica dell’area deve pertanto essere ricondotta alla presenza dei corsi d’acqua maggiori che a nord è costituito dal F. Misa e a sud dal fosso di Marignano.

Per il primo, la verifica di compatibilità idraulica semplificata effettuata nella nostra documentazione del dicembre 2019 ha definito un'area di pertinenza fluviale come indicato in Figura 6. Tale area è evidentemente esterna all'area in variante oggetto del presente capitolo.

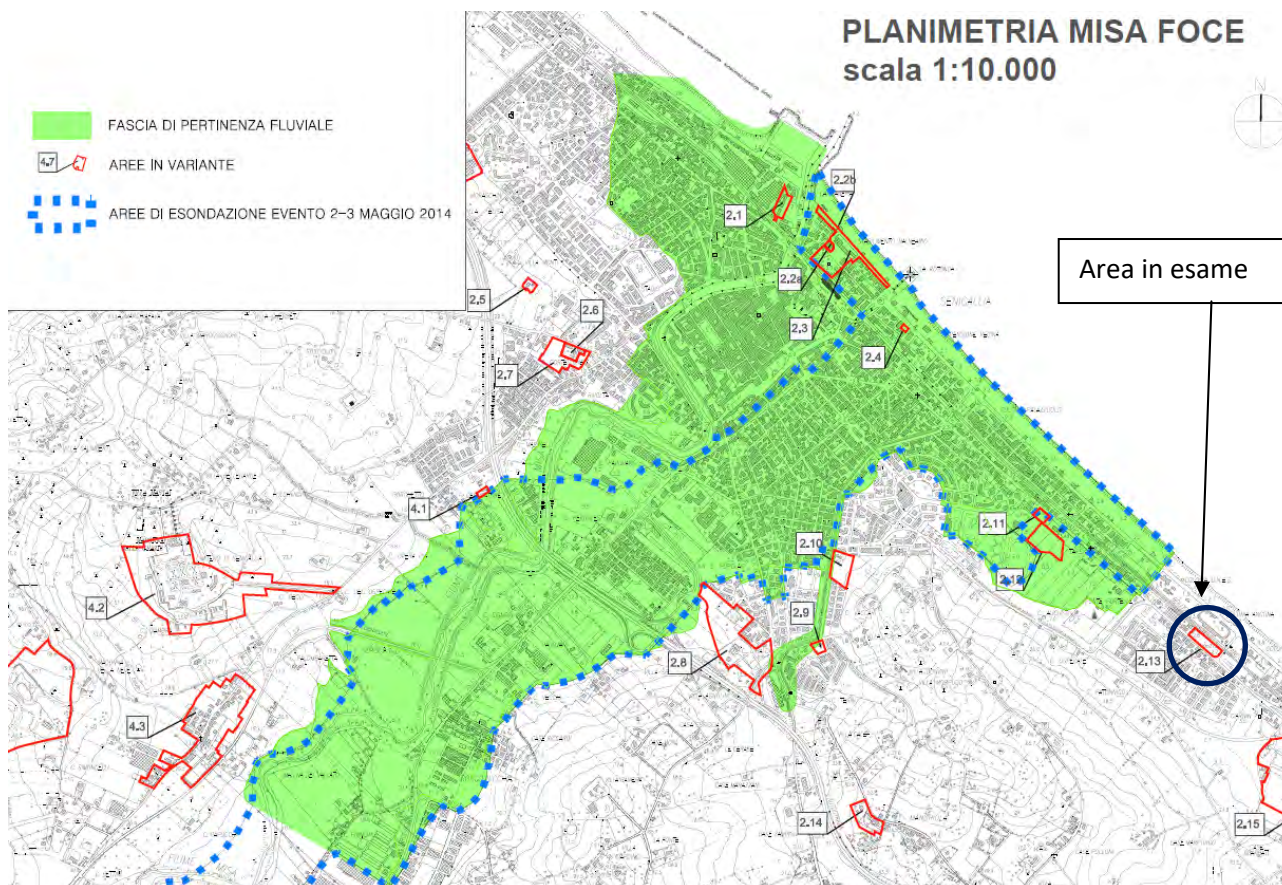


Figura 6 - perimetrazione dell' ambito di pertinenza fluviale ai sensi della LR 22/2011 – Verifica di compatibilità Idraulica semplificata. Rapporto con le aree in variante bacino del F. Misa

Per quanto attiene al fosso di Marignano si rimanda alla verifica completa effettuata per l'area di cui al paragrafo successivo CTR4 da cui si evince la non pericolosità dello stesso in caso di TR 100 ed in condizioni di ordinaria manutenzione dell'alveo.

In funzione delle verifiche e considerazioni effettuate, in condizioni di manutenzione ordinaria, è possibile affermare che la trasformazione urbanistica prevista per l'area in esame è idraulicamente compatibile con la realtà geomorfologica del sito.

4 AREA 2.15 – REVISIONE COMPARTO CT4 - CIARNIN;

L'area in variante (indicata con perimetro rosso in Figura 7) ricade su tre bacini idrografici differenti di cui l'unico attraversato da un corso d'acqua significativo, è quello del f. Marignano, essendo gli altri due da considerarsi alla stregua di canalette di deflusso agricole o, in prossimità della costa, di "rete fognaria". È evidente che i bacini denominati in Figura 7 come "bacino sud_1" e "bacino sud_2" area Ciarnin per caratteristiche areali (appena 0,3 kmq nel complesso) e morfologiche quasi completamente pianeggianti non permettono alle linee di deflusso in essi comprese di costituire un rischio idraulico significativo per le aree presenti.

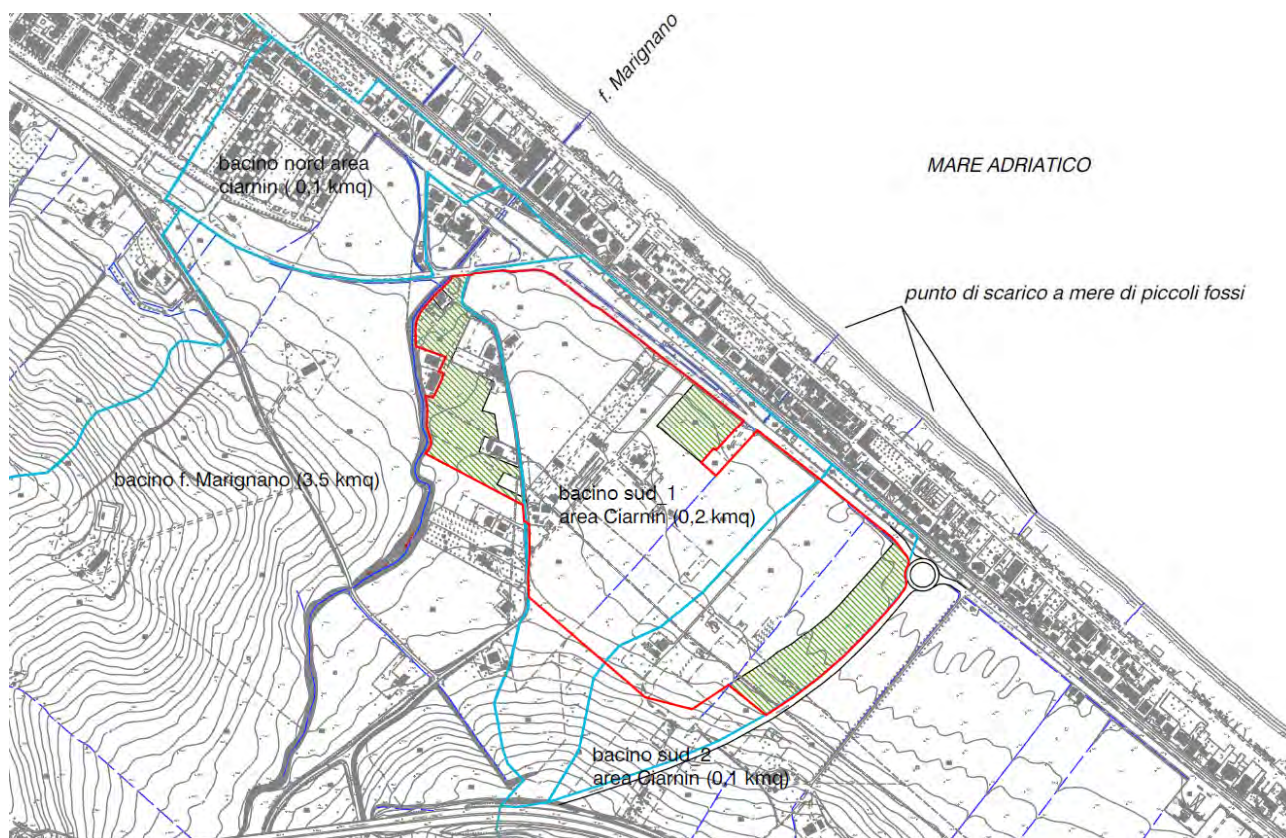


Figura 7: area in variante (rosso) in rapporto alla rete di deflusso idrico presente al contorno (blu). In azzurro il perimetro dei bacini idrografici di rispettiva competenza. Con tratteggio verde sono indicate le aree che entro il perimetro di variante vengono trasformate in Zone Agricole.

Stante a quanto già indicato sull'area di pertinenza fluviale del Fiume Misa effettuata al capitolo precedente, l'unico corso d'acqua che può costituire un rischio dal punto di vista idraulico per l'area in variante è rappresentato dal fosso Marignano. Al fine di verificare il rischio idraulico di tale corso d'acqua viene di seguito effettuata la verifica di compatibilità Completa attraverso una modellazione del flusso idraulico in moto uniforme in corrispondenza dei punti maggiormente

critici individuati mediante ricognizione in sito. In particolare si sono considerate le sezioni idrauliche costituite dagli attraversamenti in corrispondenza della Strada delle Saline (M1) e di via Galilei (M2 - vedi Figura 8).

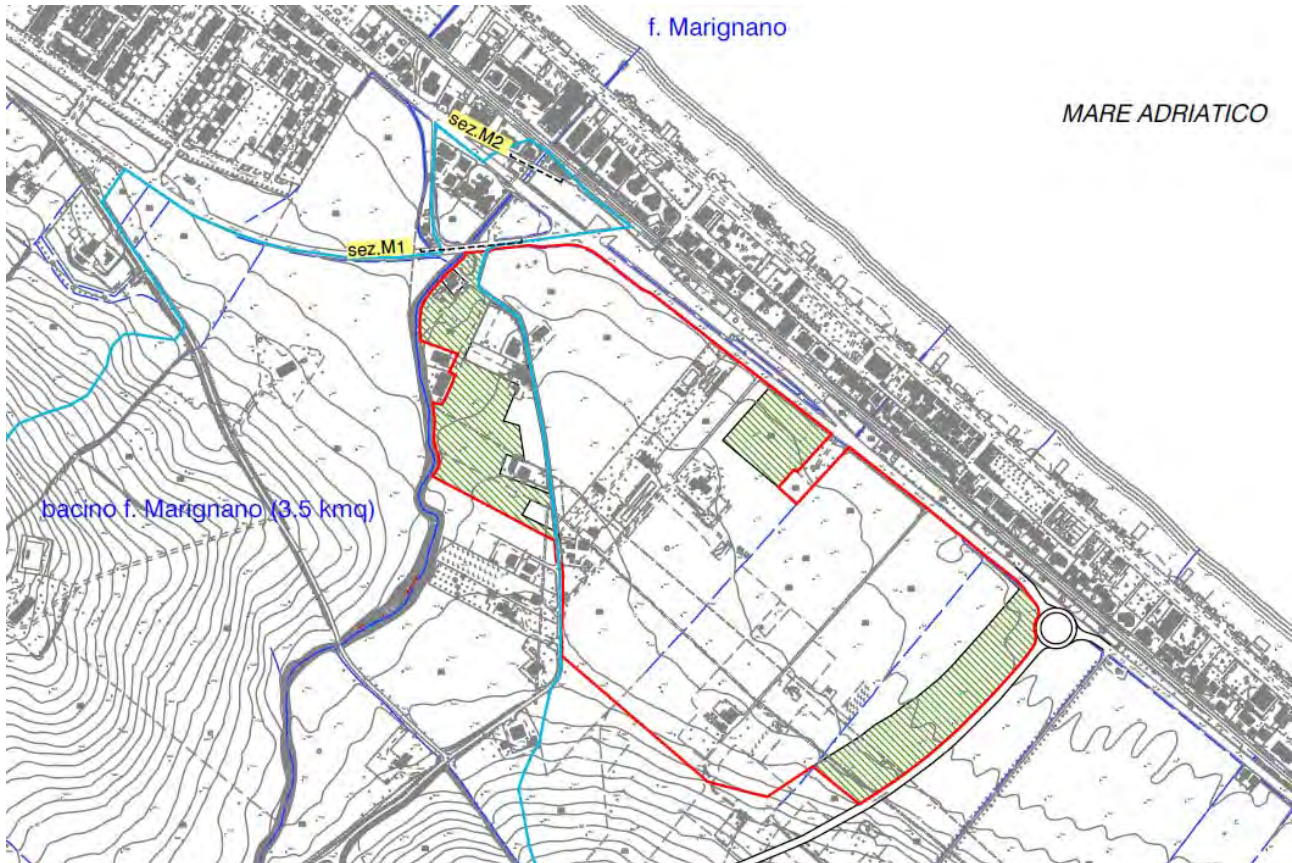


Figura 8: sezioni di deflusso maggiormente critiche del f. Marignano: M1 = strada delle saline; M2 = via Galilei.

4.1 Verifica completa:

4.1.1 Il Bacino del f. Marignano chiuso alla sezione di via Galilei

4.1.2 Caratteristiche morfometriche del bacino imbrifero

Il bacino idrografico indicato sotteso alla sezione di via Galilei (vedi Figura 7 e Figura 8) ha una superficie di 3,58 kmq.

La lunghezza dell'asta principale interrotta alla sezione di chiusura è stata calcolata utilizzando programmi con grafica vettoriale tipo CAD. Essa risulta essere pari a ca 3,2 km.

4.1.3 Altezza media

L' altezza media del bacino, chiuso alla sezione di interesse, è stata calcolata (Figura 10), attraverso l'elaborazione della curva ipsografica.

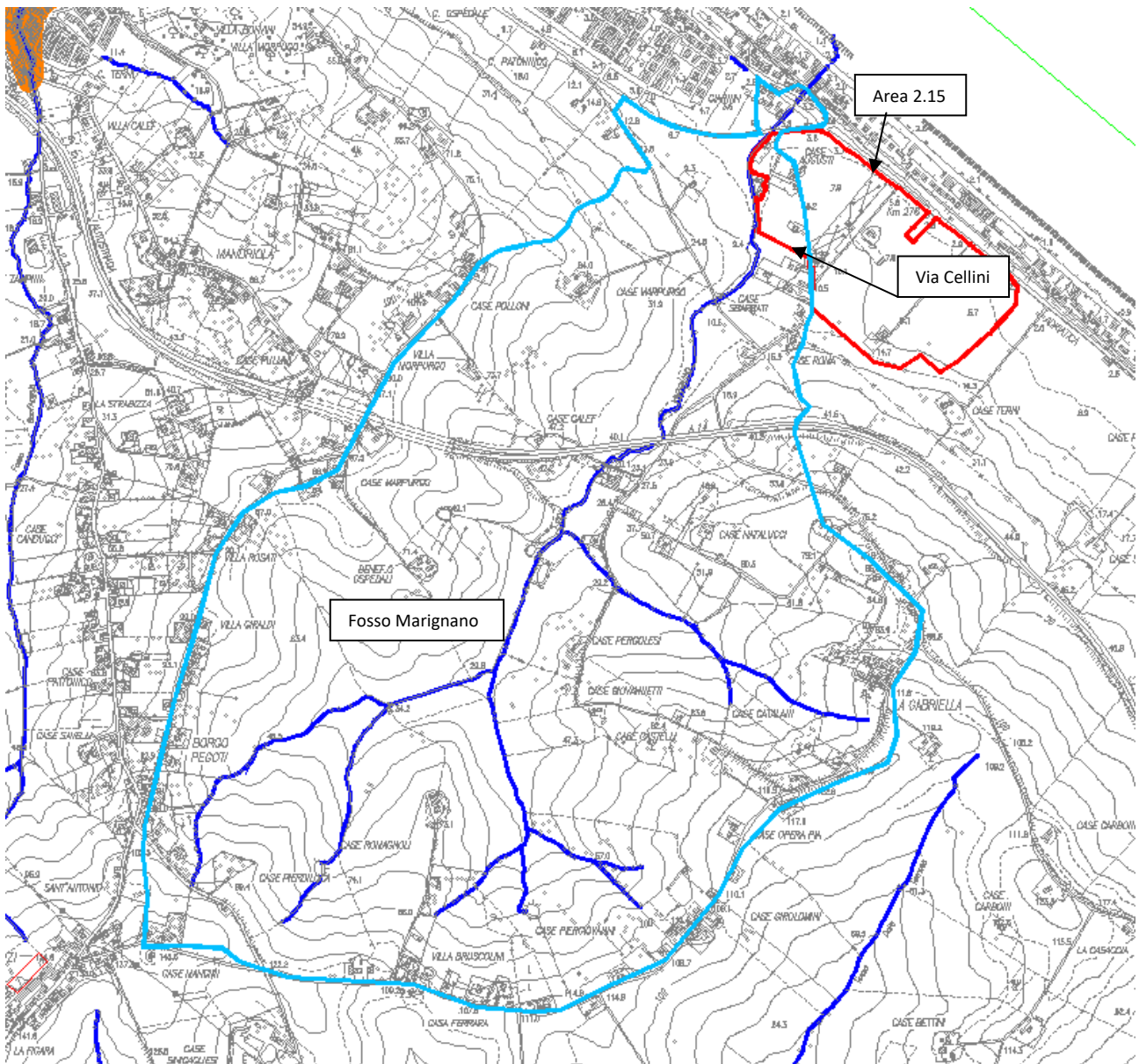


Figura 9 – bacino idrografico del fosso Marignano chiuso alla sezione di “via Galilei”

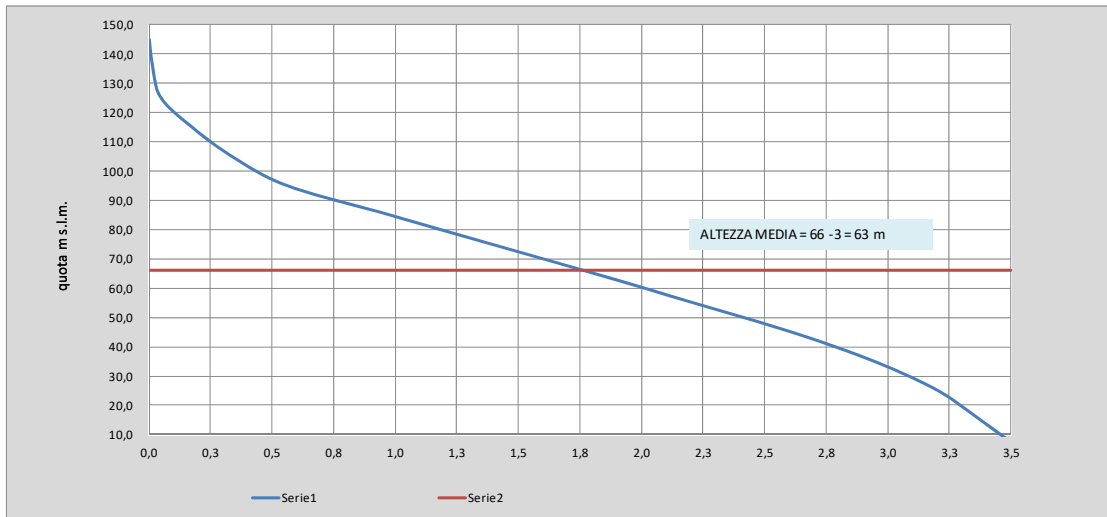


Figura 10 - altezza media del bacino del f di Marignano sotteso alla sezione di chiusura

L'altezza media H è risultata essere pari a circa **63 m**.

4.1.4 Tempi di Corrivazione

Il tempo di corrivazione idraulicamente rappresenta il tempo massimo che una particella d'acqua impiega per giungere alla sezione di chiusura, ed è fondamentale per l'interpretazione e la quantificazione dei processi di deflusso di piena da un dato bacino.

Il valore del Tempo di corrivazione t_c (ore) è stato ottenuto confrontando tra di loro vari metodi presenti in letteratura che possono essere considerati adatti alle caratteristiche morfologiche del bacino in esame.

In particolare si sono utilizzate le seguenti formule:

GIANDOTTI:
$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,6 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H}}$$

VENTURA:
$$t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i}}$$

VIPARELLI:
$$t_c = \frac{L}{3,6 \cdot V}$$

PEZZOLI:
$$t_c = \frac{0,053 \cdot L}{\sqrt{i}}$$

PASINI: $tc = \frac{0.108}{\sqrt{i}} (S \cdot L)^{1/3}$

Dove:

Parametri morfometrici del bacino		unità di misura	valore
S	superficie del bacino	kmq	3,5
L	lunghezza dell'asta principale	km	3,2
H	altezza media del bacino	m	63
i	pendenza media dell'asta principale	%	0,029
V	velocità media scorrimento superficiale	m/sec	1
Hm	altezza massima del bacino	m	145
h	altezza del bacino alla sezione di chiusura	m	3

I risultati ottenuti sono i seguenti:

tempo di corrivazione (metodo)	tc (ore)
Giandotti	1,98
Ventura	1,40
Viparelli	0,89
Pezzoli	1,03
Pasini	1,42

Il tempo di corrivazione tc (ore) del bacino imbrifero del fosso in esame chiuso alla sezione di interesse, appare variabile in funzione della metodologia di calcolo utilizzata, il valore più frequente tra i metodi presi in esame è **pari a ca. 1,4 ore** (Pasini e Ventura).

4.2 Caratteri idrologici e idraulici del bacino del f. Marignano

Il presente paragrafo ha lo scopo di individuare i caratteri idrologici e idraulici del bacino del fosso in esame alla sezione di chiusura.

In tale sezione il fosso presenta i seguenti parametri morfometrici principali:

	Fosso di Marignano
Area	3,5 km ² ;
Lunghezza asta principale	3,2 km;
Altezza media	63 m

Sulla base di tali elementi morfometrici e di quanto espresso nel paragrafo 4.1.1 è stata stimata l'entità del *tempo di corrivazione*, t_c :

	Fosso di Marignano
Tempo corrivazione	1,4 ore

Per quanto riguarda la *pioggia attesa* ci si è riferiti ad elaborazioni statistiche dei dati degli annali idrografici relative alla stazione pluviometrica di Senigallia (vedi Tabella 1) che per posizione e continuità nel tempo dei dati pluviometrici può essere ritenuta ben rappresentativa delle condizioni meteorologiche del bacino in esame. Inoltre, tenuto conto della limitata estensione del bacino idrografico dei fossi in esame, non è stato applicato alcun fattore di ragguglio areale.

Stazione di Senigallia 5 m.s.l.m.

anno	precip. 1 ora (mm)	precip. 3 ore (mm)	precip. 6 ore (mm)	precip. 12 ore (mm)	precip. 24 ore (mm)
1951	14,2	28,8	31,2	41,2	46,6
1952	21,0	21,0	33,8	40,8	47,4
1953	14,6	21,4	34,2	45,6	60,2
1954	22,2	27,2	27,6	39,4	44,2
1955	81,4	101,6	112,6	128,6	138,8
1959	40,0	53,4	55,2	74,8	97,4
1960	30,0	30,4	30,4	35,8	52,2
1964	40,0	43,8	44,4	44,4	48,4
1965	14,8	22,4	28,4	37,4	53,0
1966	28,0	48,0	52,6	78,2	98,6
1967	19,6	29,6	35,2	50,6	63,0
1969	17,8	29,0	40,8	75,2	77,8
1970	29,8	31,2	31,2	51,0	67,4
1972	22,4	28,0	31,6	32,0	55,4
1973	28,0	47,0	57,6	79,0	108,2
1974	29,2	44,2	45,2	52,4	81,6
1975	34,2	59,2	62,4	80,6	105,0
1976	70,0	119,0	122,4	151,4	209,4
1977	16,8	21,6	30,0	40,0	57,6
1978	17,6	19,4	34,4	53,6	72,4
1979	39,4	42,6	54,0	76,0	83,8
1980	20,0	28,4	32,0	47,8	61,8
1991	33,8	44,0	57,4	65,4	67,2
1992	16,0	20,0	23,2	35,8	53,2
1993	22,6	27,4	28,0	31,4	41,6
1994	43,8	53,0	53,0	58,4	69,2
1995	18,4	44,2	61,4	62,0	62,2
1996	20,4	23,4	29,8	46,2	65,2
1997	14,4	21,6	29,8	39,0	54,8
1998	10,4	20,0	30,4	47,8	64,0
1999	28,4	54,4	70,4	85,0	85,6
2000	40,0	42,8	43,0	48,0	49,4
2001	17,8	18,2	21,2	29,8	36,2
2002	41,1	50,8	53,8	54,4	63,6
2003	18,2	20,0	22,0	34,8	36,2
2004	12,6	17,2	21,8	22,6	29,0
2005	27,4	41,0	61,2	81,0	89,0
2006	35,0	85,4	94,2	94,2	128,8
2007	14,0	17,0	19,4	30,0	33,0
2008	15,8	33,0	34,4	40,0	49,8
2010	29,8	42,6	43,8	58,6	65,8
2011	20,2	28,2	36,2	43,6	65,6
2012	36,6	63,8	66,0	89,2	98,2
2013	54,2	58,2	65,6	66,0	66,0

Tabella 3- precipitazioni di massima intensità con durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore registrate alla stazione meteorologica di Senigallia

Sono così stati stimati i parametri a ed n delle curve di possibilità climatiche secondo la nota formulazione: $h = a \cdot t_c^n$ con tempo di ritorno in particolare pari a 10, 50, 100 e 200 anni.

Tempo di ritorno di 200 anni		
n	log(a)	a
0,250	1,926	84,40

$$h = at^n$$

Tempo di ritorno di 200 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	84,399
2	100,383
3	111,102
4	119,394
5	126,250
6	132,143
7	137,340
8	142,006
9	146,253
10	150,160
11	153,785
12	157,170
13	160,349
14	163,350
15	166,195
16	168,900
17	171,482
18	173,952
19	176,321
20	178,599
21	180,793
22	182,910
23	184,955
24	186,936

Tempo di ritorno di 100 anni		
n	log(a)	a
0,253	1,881	76,05

$$h = at^n$$

Tempo di ritorno di 100 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	76,053
2	90,600
3	100,367
4	107,930
5	114,186
6	119,566
7	124,311
8	128,574
9	132,456
10	136,027
11	139,341
12	142,436
13	145,344
14	148,090
15	150,692
16	153,168
17	155,531
18	157,792
19	159,961
20	162,046
21	164,055
22	165,994
23	167,867
24	169,681

Tempo di ritorno di 30 anni			
n	log(a)	a	r
0,258	1,789	61,47	0,992

$$h = at^n$$

Tempo di ritorno di 30 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	61,467
2	73,500
3	81,604
4	87,889
5	93,097
6	97,579
7	101,537
8	105,095
9	108,337
10	111,322
11	114,093
12	116,682
13	119,116
14	121,415
15	123,595
16	125,670
17	127,651
18	129,546
19	131,366
20	133,115
21	134,801
22	136,428
23	138,002
24	139,525

Tempo di ritorno di 10 anni		
n	log(a)	a
0,266	1,680	47,87

$$h = at^n$$

Tempo di ritorno di 10 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	47,868
2	57,551
3	64,100
4	69,194
5	73,422
6	77,067
7	80,290
8	83,191
9	85,837
10	88,275
11	90,539
12	92,658
13	94,650
14	96,533
15	98,319
16	100,020
17	101,645
18	103,201
19	104,695
20	106,132
21	107,517
22	108,855
23	110,149
24	111,402

Tabella 4: altezza di pioggia calcolata per vari tempi di ritorno e per vari tempi di pioggia

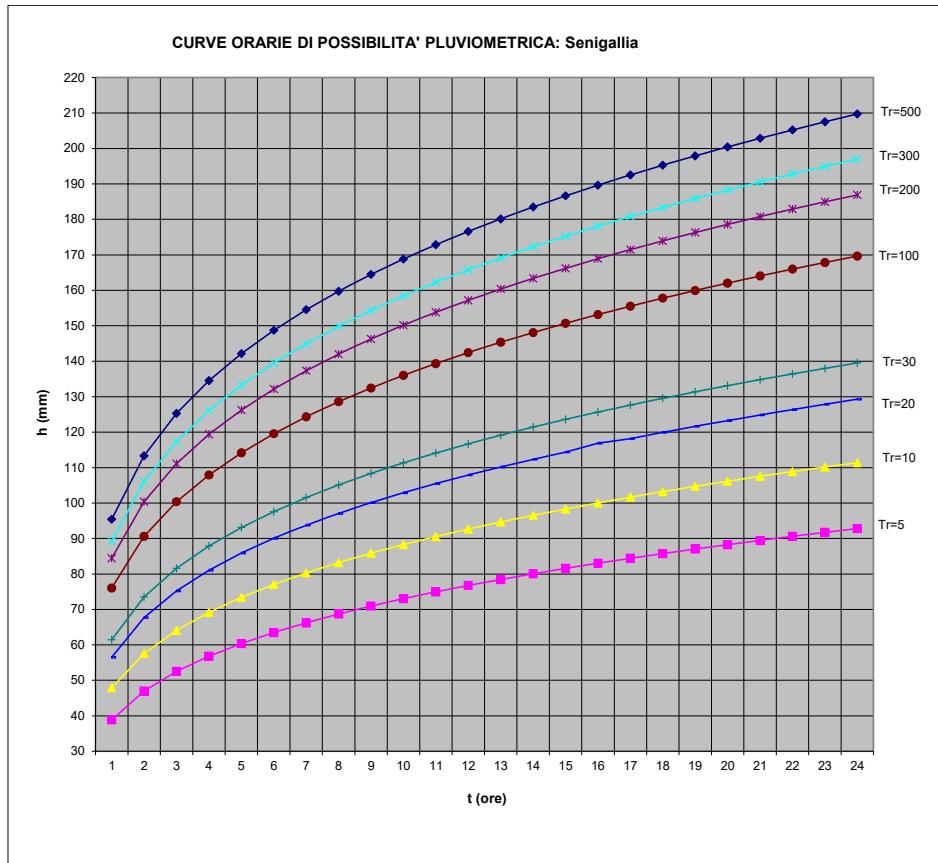


Figura 11- Curve di possibilità pluviometrica per vari tempi di ritorno

Sulla base di tali elaborazioni è stato possibile determinare un'altezza di pioggia, riferita ai tempi di corrivazione, come sopra determinati:

	altezza di pioggia (mm)
	Fosso di Marignano
TR 10	52.3
TR 30	67.4
TR 100	82.8
TR 200	91.8

Per la determinazione della *portata di piena* alla sezione di chiusura sita in via Galilei, si è fatto riferimento alla formulazione del metodo razionale:

$$Q_{\max}(\text{mc/s}) = 0.278 \cdot \frac{k_f \cdot c_a \cdot h \cdot A}{\tau_c}$$

Con k_f : fattore di frequenza funzione del tempo di ritorno (1.23-1.50);

c_a : coefficiente di afflusso, variabile da 0 a 1 in funzione della permeabilità superficiale del bacino. Tale fattore c_a è stato stimato con il metodo di Chow et alii (1988) sulla base delle

informazioni contenute nel modello idrogeologico del bacino, dell'uso del suolo, e della pendenza dello stesso.

Tipo di superficie	C_a
Asfalto	0.657
Calcestruzzo, tetti	0.657
Coltivazioni(i=0-2%)	0.375
Coltivazioni(i=2-7%)	0.395
Coltivazioni(i>7%)	0.401
Pascoli(i=0-2%)	0.349
Pascoli(i=2-7%)	0.381
Pascoli(i>7%)	0.395
Boschi(i=0-2%)	0.316
Boschi(i=2-7%)	0.368
Boschi(i>7%)	0.381

Nello specifico, si è assunto un valore di c_a pari a 0,40 valore consolidato per i piccoli bacini del territorio comunale che presentano un simile sviluppo del territorio.

I risultati delle elaborazioni idrologiche effettuate sono di seguito riportate:

	Portata massima attesa Q_{max} (mc/s)
	Fosso di Marignano
TR 10	17.8
TR 30	24.9
TR 100	33.6
TR 200	38.3

4.2.1 Verifica delle sezioni d'alveo

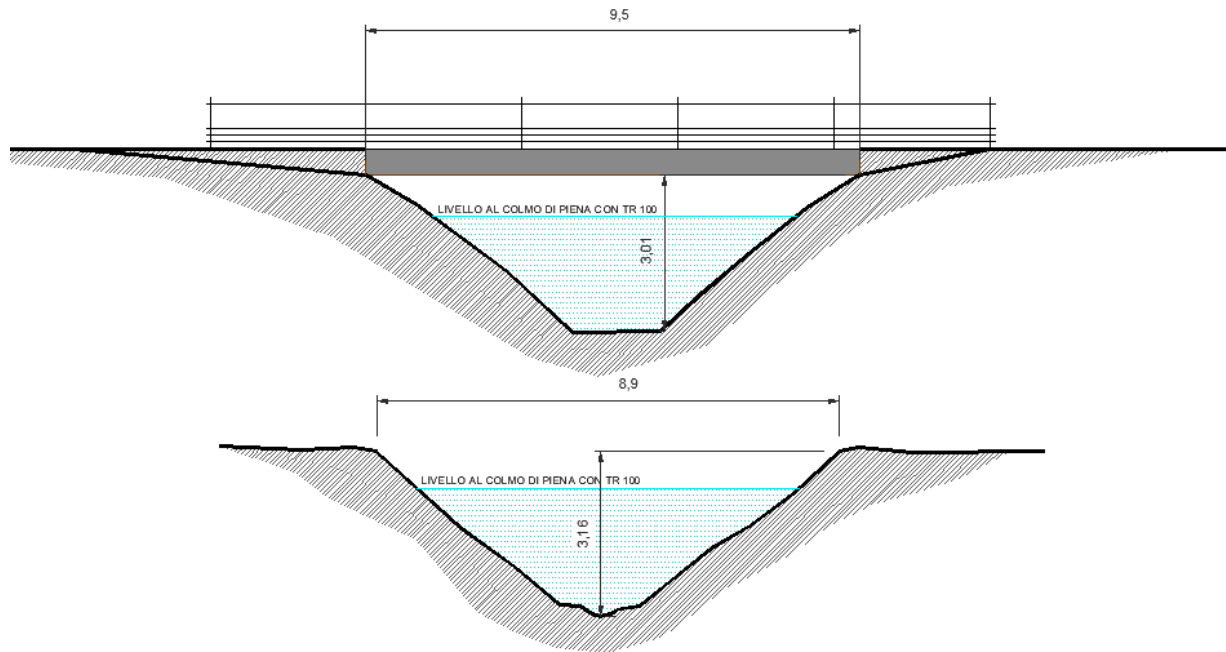
Il modello afflussi – deflussi elaborato permette di verificare l'adeguatezza delle sezioni d'alveo del fosso esaminato in prossimità dell'area in variante e nello specifico in corrispondenza delle sezioni maggiormente critiche.

In particolare, si sono rilevate le sezioni in corrispondenza degli attraversamenti ritenuti critici di:

sezione M1 – attraversamento strada delle Saline

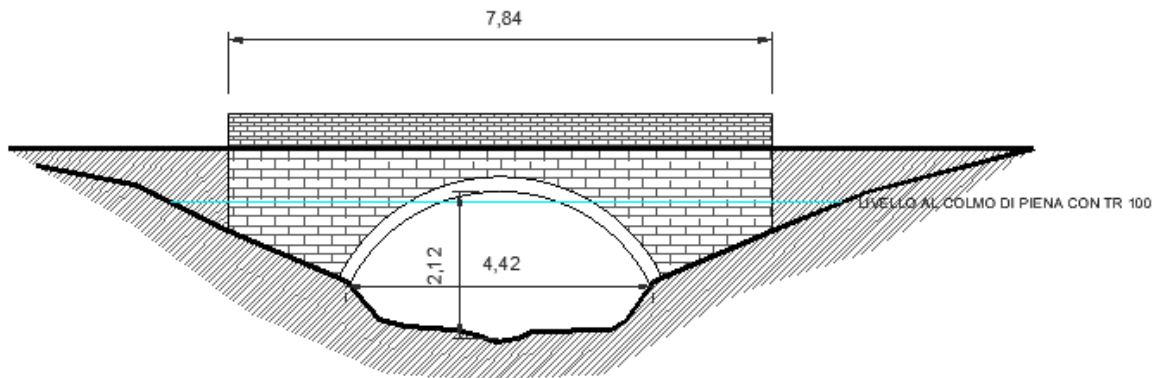
sezione M2 – attraversamento via Galilei

SEZIONE M1: SEZIONE DEL FOSSO MARIGNANO IN CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO DI STRADA DELLE SALINE E IMMEDIATAMENTE A VALLE



Sezione M1 (luce massima 16 mq)

SEZIONE M2: SEZIONE DEL FOSSO MARIGNANO IN CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO DI VIA GALILEI



Sezione M2 (luce massima 6,7 mq)

Figura 12 - sezioni d'alveo dei fossi di interesse VERIFICATE

Le sezioni rilevate (vedi Figura 12) evidenziano differenti situazioni e conseguenti scenari, infatti mentre la sezione in corrispondenza dell'attraversamento di Strada delle Saline appare adeguata a permettere il deflusso di una piena con Tr 100 anni (Figura 12 - sezione M1), la sezione in corrispondenza dell'attraversamento di via Galilei non lo è a causa della luce

estremamente ridotta del ponte stradale (6,7 mq) tenendo conto delle condizioni di deflusso di alveo in terra parzialmente inerbito (Figura 12 - sezione M2).

La verifica statica in moto uniforme, stante le caratteristiche di pendenza dei tratti dei fossi in esame (circa 0,015) e stanti le condizioni di scabrezza degli stessi (coefficiente di Manning pari a 0,035 per i corsi con fondo inerbito) evidenzia la necessità di una sezione libera di circa 10 mq al fine di contenere l'onda di piena con Tr 100 calcolata.

Per la modellazione della geometria dei corsi d'acqua nei tratti in esame ci si è avvalsi delle sezioni topografiche rilevate direttamente in loco nel punto di progetto.

Per la definizione della velocità di deflusso "V" in condizioni di massima piena (con tempi di ritorno di 10-200 anni) si è utilizzata la formula di Manning:

$$V(m/s) = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Dove:

n = coefficiente di Manning (funzione della scabrezza dell'alveo e delle aree limitrofe)

R = raggio idraulico

I = pendenza d'alveo

Il coefficiente di scabrezza è stato ottenuto attraverso le tabelle elaborate da Manning ed è stato considerato uniforme per i tratti d'alveo in esame e corrispondente al valore di 0,035 caratterizzante alvei in terra regolarizzati con vegetazione ed alghe.

Sulla base della modellazione ottenuta e delle portate di massima piena indicate al paragr. 4.2, si sono verificate le sezioni d'alveo nello stato attuale:

VERIFICHE TR 100 - SEZIONE M1				VERIFICHE TR 100 - SEZIONE M2			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE				verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena				Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,09	R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	0,66
l	Pendenza d'alveo	-	0,015	l	Pendenza d'alveo	-	0,015
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035	n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	3,71	V	Velocità (formula di Manning)	m/s	2,64
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200				Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200			
Q	Portata al colmo per TR 100 anni	mc/s	33,6	Q	Portata al colmo per TR 100 anni	mc/s	33,6
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	9,0	a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	12,7
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena				CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena			
A	AREA della sezione bagnata	mq	9,40	A	AREA della sezione bagnata	mq	6,70
P	Perimetro Bagnato	m	8,60	P	Perimetro Bagnato	m	10,20

Tabella 5 - verifica delle sezioni d'alveo rilevate allo stato attuale: Il valore A (evidenziato in giallo) è l'area effettivamente disponibile al deflusso di piena, mentre il valore "a" (in grassetto) è l'area minima necessaria al deflusso stesso. Nella sezione M2 la verifica non è soddisfatta in quanto $A < a$.

Il valore di circa 10 mq necessario a far defluire la piena centennale nel fosso Marignano non essendo presente nella sezione M2 in corrispondenza del ponte di via Galilei (ca. 6,7 mq) prospetta uno scenario di rischio con potenziale esondazione del fosso proprio in tale punto.

4.3 Pericolosità idraulica:

Al fine di definire le aree soggette al rischio di esondazione con TR100 (tempo di ritorno stabilito dalla DGR 53/2014 per definire le aree di pericolosità idraulica per fossi con bacini inferiori a 25 kmq) si è elaborato l'idrogramma di piena e conseguentemente definito il volume d'acqua in eccesso rispetto alla portata massima capace di transitare in corrispondenza della sezione M2.

Quest'ultima, in funzione delle caratteristiche geometriche e idrauliche al contorno già individuate, è valutabile in circa 17,8 mc/s:

VERIFICHE TR 100 - SEZIONE M2			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	0,66
l	Pendenza d'alveo	-	0,015
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	2,64
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200			
Q	Portata al colmo per TR 100 anni	mc/s	17,8
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	6,7
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena			
A	AREA della sezione bagnata	mq	6,70
P	Perimetro Bagnato	m	10,20

Portata massima che può transitare nella sezione d'alveo di 6,7 mq

Il volume d'acqua in eccesso rispetto alla portata massima capace di transitare in corrispondenza della sezione M2 è stato successivamente distribuito nelle aree esterne maggiormente depresse in continuità morfologica con il punto di esondazione corrispondente alle spalle di monte del ponte di via Galilei. Tali aree sono state individuate essenzialmente nella fascia compresa tra il rilevato ferroviario e la SS 16 adriatica.

4.3.1 Idrogramma di progetto

Al fine di verificare l'andamento dell'onda di piena con TR 100 nel fosso Marignano e conseguentemente poter definire le aree a varia pericolosità idraulica, è stato ricostruito un idrogramma di piena a partire da uno ietogramma discreto in cui è stato suddiviso il tempo di pioggia critico posto uguale al tempo di corrivazione (t_c) in sei porzioni di durata media pari a 0,233 ore ciascuna. Per ciascun intervallo discreto, si è calcolata l'altezza di pioggia direttamente dalla curva di possibilità pluviometrica con Tr 100 imponendo comunque che la somma dei parziali non possa superare l'altezza di pioggia corrispondente al tempo critico di 1,4 ore.

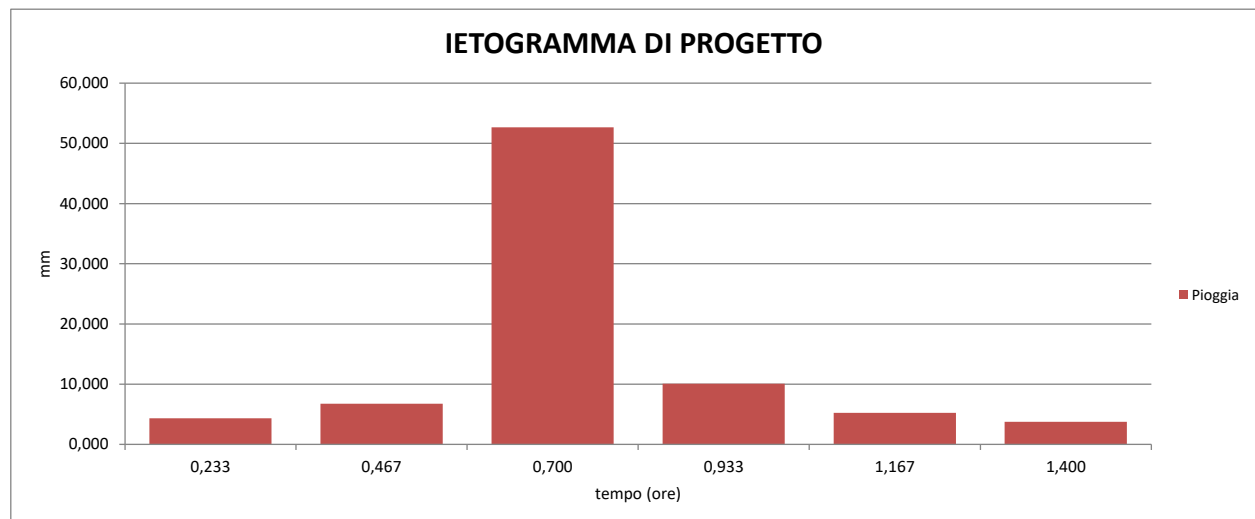


Figura 13 - ietogramma di progetto

Con il metodo delle isocorrive è stato suddiviso il bacino idrografico del fosso Marignano in n. 6 aree (A1...A6) ciascuna corrispondente ad una fascia di territorio compreso tra due isocorrive successive:

area	kmq	isocorriva (m slm)	
		da	a
A1	0,56	123	145
A2	0,89	99	123
A3	1,00	75	99
A4	0,70	51	75
A5	0,22	27	51
A6	0,02	3	27

Si è ricostruito l'idrogramma di piena discreto per Tr 100 (Figura 15) calcolando, secondo lo schema di Figura 14, il contributo di ciascuna area "An" in funzione dell'Intensità di pioggia I nel tempo, ricavata dallo ietogramma di progetto (Figura 13) e del coefficiente di deflusso elaborato mediante l'analisi dell'uso del suolo del bacino idrografico secondo la metodologia di Chow et alii (1988) .

aree (kmq)	coeff. deflusso c	0,4						Portata Q (mc/s)
		Intensità di pioggia I (mm/ora)						
		i1	i2	i3	i4	i5	i6	
		17,33	27,06	210,66	40,29	20,95	14,90	
	ore	CONTRIBUTO DI PORTATA (mc/s)						
	0,00							0,00
A1	0,56	0,23	1,08					1,08
A2	0,89	0,47	1,72	1,68				3,40
A3	1,00	0,70	1,92	2,68	13,11			17,71
A4	0,70	0,93	1,35	3,00	20,89	2,51		27,74
A5	0,22	1,17	0,43	2,10	23,35	4,00	1,30	31,18
A6	0,02	1,40	0,04	0,67	16,38	4,47	2,08	24,57
		1,63		0,06	5,24	3,13	2,32	12,24
		1,87			0,49	1,00	1,63	4,78
		2,10				0,09	0,52	1,77
		2,33					0,05	0,42
		2,57					0,03	0,03

Figura 14 - portata di deflusso Q nel tempo in funzione delle aree A_n in cui è stato suddiviso il bacino e delle intensità di pioggia i_m derivate dallo ietogramma di progetto di Figura 13

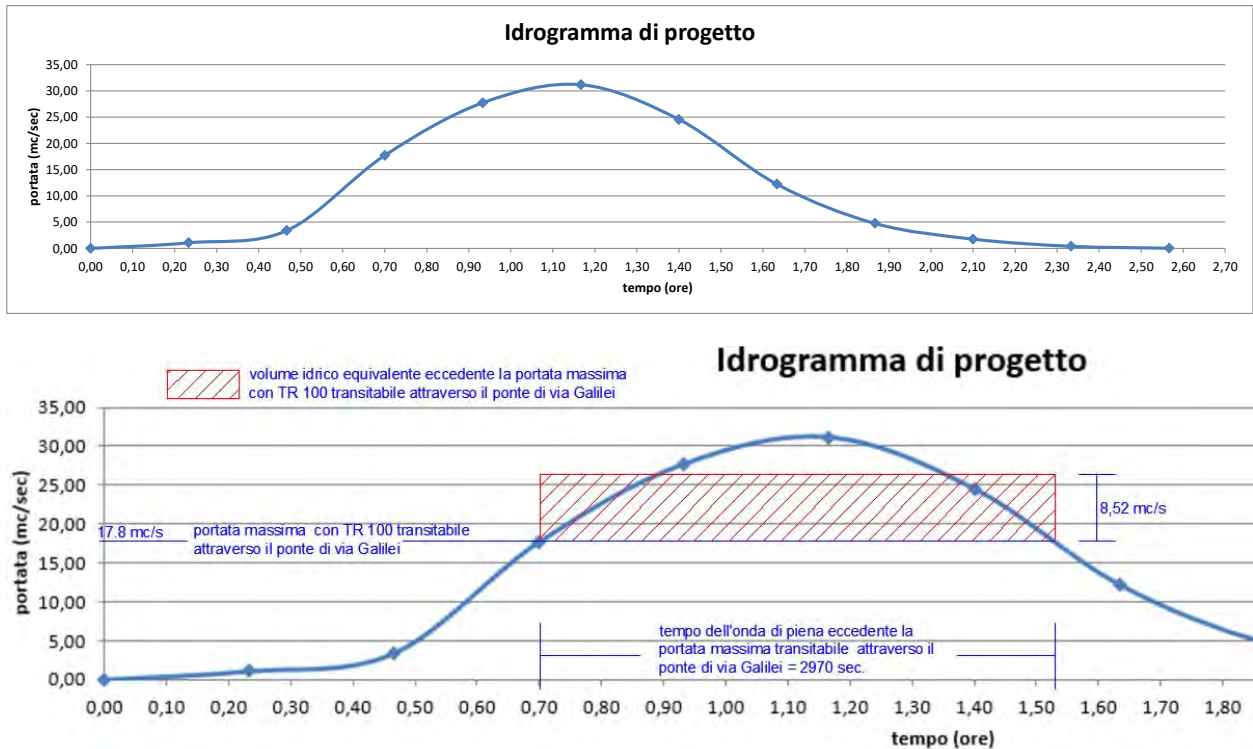


Figura 15 - Idrogramma di piena costruito con il metodo delle isocorve a partire dallo ietogramma discreto di progetto di Figura 13.

L'elaborazione dell'idrogramma di piena con TR 100 fornisce il volume idrico di esondazione:

$$8,52 \text{ mc/s} \times 2970 \text{ s} = 25.304 \text{ mc.}$$

4.3.2 Definizione delle aree a pericolosità idraulica

Il meccanismo di esondazione ipotizzato, ovvero per superamento delle sponde destra e sinistra in corrispondenza della strettoia rappresentata dall'attraversamento di via Galiva morfologiche effettuate in sito e topografiche realizzate mediante l'ausilio della carta tecnica comunale di dettaglio in scala 1:2000, hanno permesso di identificare le aree depresse in continuità con il punto di esondazione. La morfologia di tali aree indicate nella carta allegata e in Figura 16 è fortemente influenzata da elementi antropici consolidati quali il rilevato ferroviario della linea adriatica che è posto localmente alla quota assoluta di circa 4,2 m slm, la strada SS 16 (quota variabile da 3,2 m slm a 3,8 m slm) con il fosso di guardia lato monte che si raccorda con le aree urbanizzate e agricole tra cui l'area in variante, mediante un salto topografica più o meno netto di circa 60-80 cm (vedi foto sottostante).



Foto 2: Immagine dalla quale è possibile apprezzare come l'area in variante (a destra della SS16) è posta a quota maggiore del piano stradale della statale adriatica.

Specificatamente le aree comprese tra il tracciato ferroviario e la SS 16 avendo una quota di circa 3 m s.l.m., rappresentano quelle maggiormente depresse che costituiscono il naturale punto di espansione dell'eventuale esondazione.

Nella tabella sottostante sono stati distribuiti i volumi d'acqua nelle fasce di territorio morfologicamente omogenee potenzialmente inondabili per definire i tiranti delle aree inondabili

AREE INONDABILI			altezza assoluta del livello di esondazione (m s.l.m)	tirante (m)	volume acqua laminato (mc)
area esondabile posta alla quota media di 3 m s.l.m. Compresa tra il rilevato FS e la SS 16	mq	43.604	3,54	0,54	23.546,16
aree esondabile posta a quota di 3,4 m s.l.m. Area corrispondente alla SS16 e relativi fossi di guadia.	mq	13.022	3,54	0,14	1.823,08
volume esondazione	mc	25.304		Totale	25.369,24

In base ai contenuti della DGR53/14 il valore di 0,3 m del tirante è utile a discriminare le aree a pericolosità bassa (<0.3) da quelle a pericolosità media (<0.3). Le aree a pericolosità elevata sono state definite in base alla piena con Tr30 che (vedi paragr.4.2) è caratterizzata da una

portata comunque superiore a quella che può transitare nella sezione M2. Il volume potenzialmente esondabile si attesta in questo caso in circa 8100 mc che nell'area indicata in rosso nella figura sottostante produce un'esondazione con tirante medio di circa 0,6 m. In questo caso il limite settentrionale e meridionale dell'area coincide con altrettanti punti di attraversamento del rilevato ferroviario.

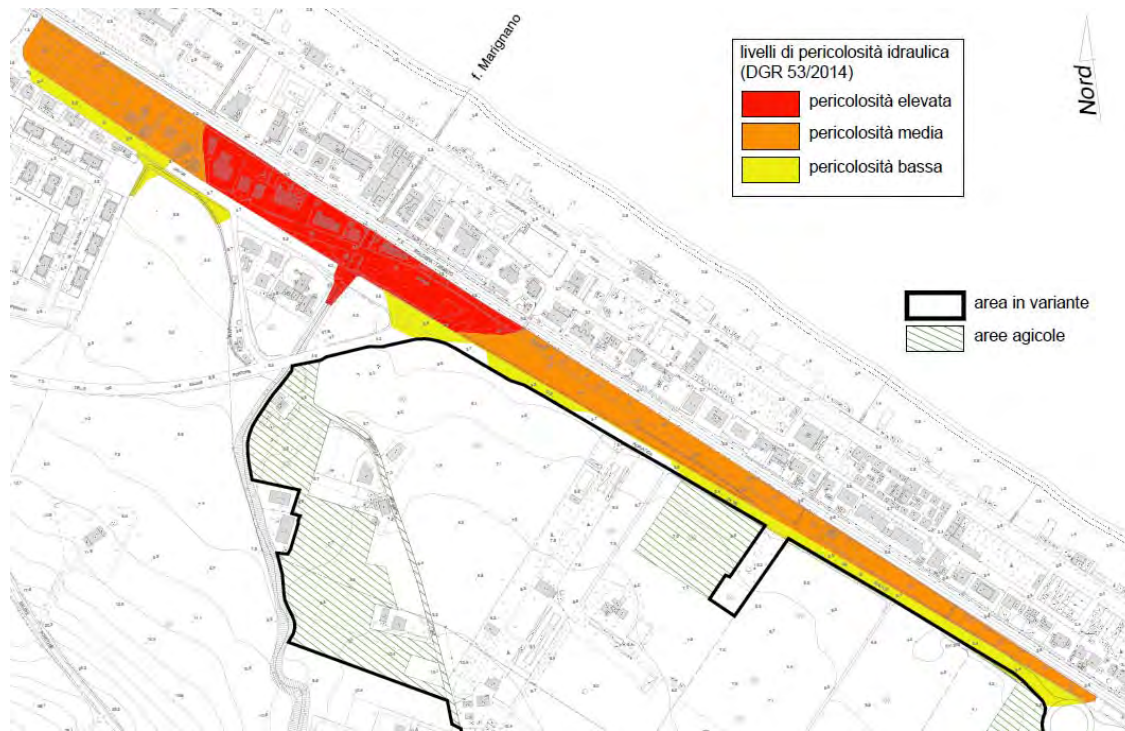


Figura 16: aree a differente grado di pericolosità idraulica per il fosso di Marignano chiuso alla sez. di via Galilei (vedi anche Tav.1)

4.4 Compatibilità idraulica dell'area 2.15 in variante

In base alla verifica ed alla perimetrazione effettuata, si sono individuate le fasce a vario grado di pericolosità idraulica del fosso Marignano in base alla valutazione delle portate al colmo di piena con TR 30 e TR100 (tempi di ritorno da considerarsi ai sensi della DGR 53/2014 per bacini idrografici inferiore a 25 kmq come il presente). L'area in variante 2.15 risulta esterna alle fasce individuate e dunque idraulicamente compatibile alla trasformazione urbanistica proposta.

5 RIORDINO FONDARIO AREE BF2 IN FRAZIONE VALLONE

L'area in variante 4.5 in località Vallone di Senigallia già sottoposta a verifica preliminare (vedi documentazione del dicembre 2019) ricade interamente nel bacino idrografico del Fiume Misa ed in particolare è posta, in corrispondenza del piede collinare in destra orografica del fiume stesso.

L'unico corso d'acqua da tenersi in considerazione per la valutazione della compatibilità idraulica della trasformazione urbanistica è il f. Misa che scorre ad una distanza di circa 160 m dall'area stessa e che è dotato di perimetrazione delle aree inondabili ad opera del PAI. In particolare il perimetro del PAI risulta esterno all'area in variante alle quote (in prossimità di esso) comprese tra 13,1 e 14,2 m slm come visibile nella figura sottostante (cartografia tecnica comunale in scala 1:2000). L'area in variante essendo posta a quote comprese tra 15,3 m slm e 19 m slm si trova nella peggiore delle ipotesi almeno 1 metro più in alto del confine esterno del perimetro PAI. In base a tale considerazione, ai sensi della DGR 14/2014 è possibile definire le trasformazioni urbanistiche previste dalla presente variante, idraulicamente compatibili con la realtà geomorfologica dei luoghi.

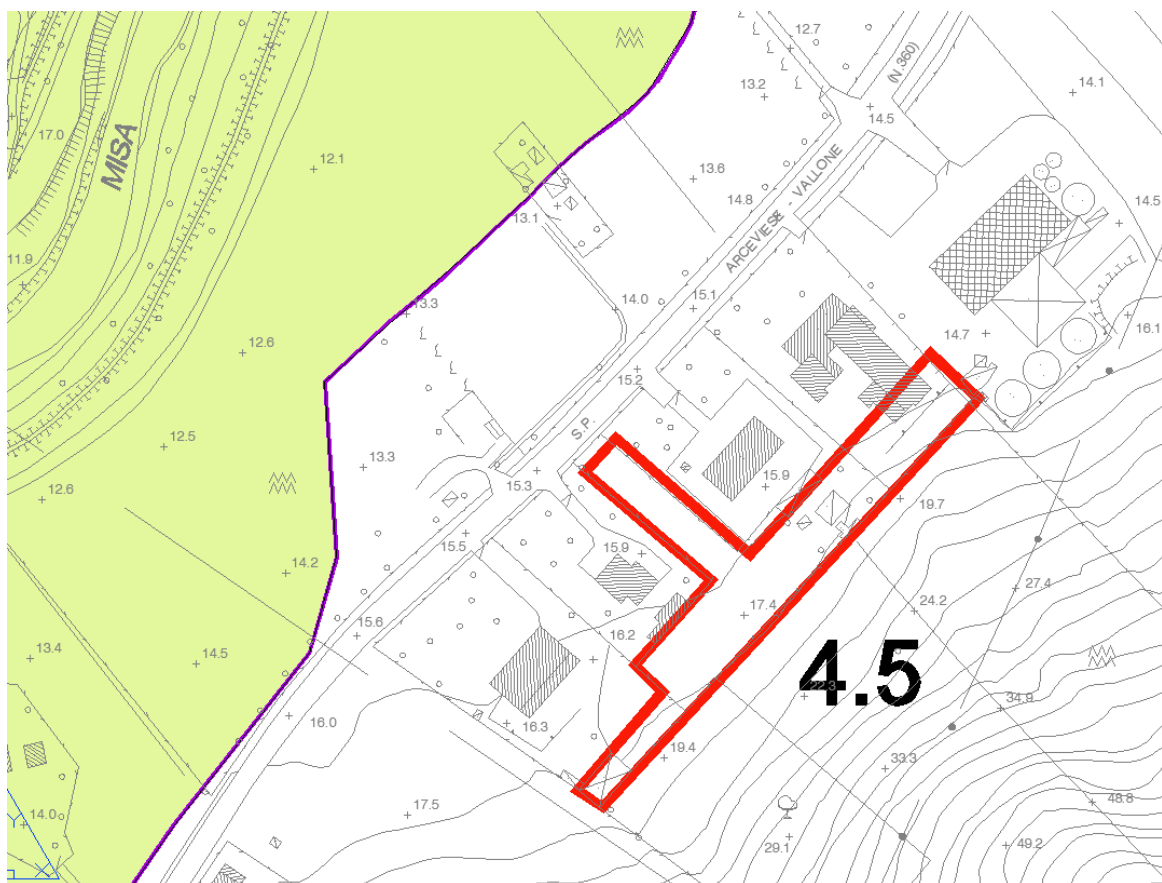


Figura 17: area in variante in loc. Vallone (rosso) in rapporto al perimetro di esondazione del F. Misa definito dal PAI (viola) su base cartografica di dettaglio in scala 1:2000.

6 AREA 2.8 - VIA CAPANNA ALTA, TRASFORMAZIONE URBANA E RACCORDO COMPLANARE - AREA 2.10 REVISIONE COMPARTO DI ESPANSIONE VIALE DEI PINI

Le due aree si trovano entrambe in un ambiente geomorfologico di pianura in prossimità dell'attacco collinare, con caratteri morfologici di forte antropizzazione per la presenza di quartieri residenziali e di strade di piccola e grande comunicazione (autostrada-complanare). Esse sono interessate dal punto di vista idraulico dalla presenza di due corsi d'acqua: Il fiume Misa e il fosso di Sant'Angelo. Lo spartiacque tra i due corsi d'acqua evidente fino all'asse viario autostradale, diviene di difficile definizione in corrispondenza dell'area pianeggiante a nord della complanare in un ambiente tipicamente urbano con strade di lottizzazione ed edifici interposti.

Nella cartografia di dettaglio in scala 1:2000 aggiornata in funzione della recente realizzazione dell'asse viario "Complanare", è stato definito lo spartiacque tra i bacini dei corsi d'acqua menzionati integrando l'andamento topografico ivi presente con osservazioni di campagna.

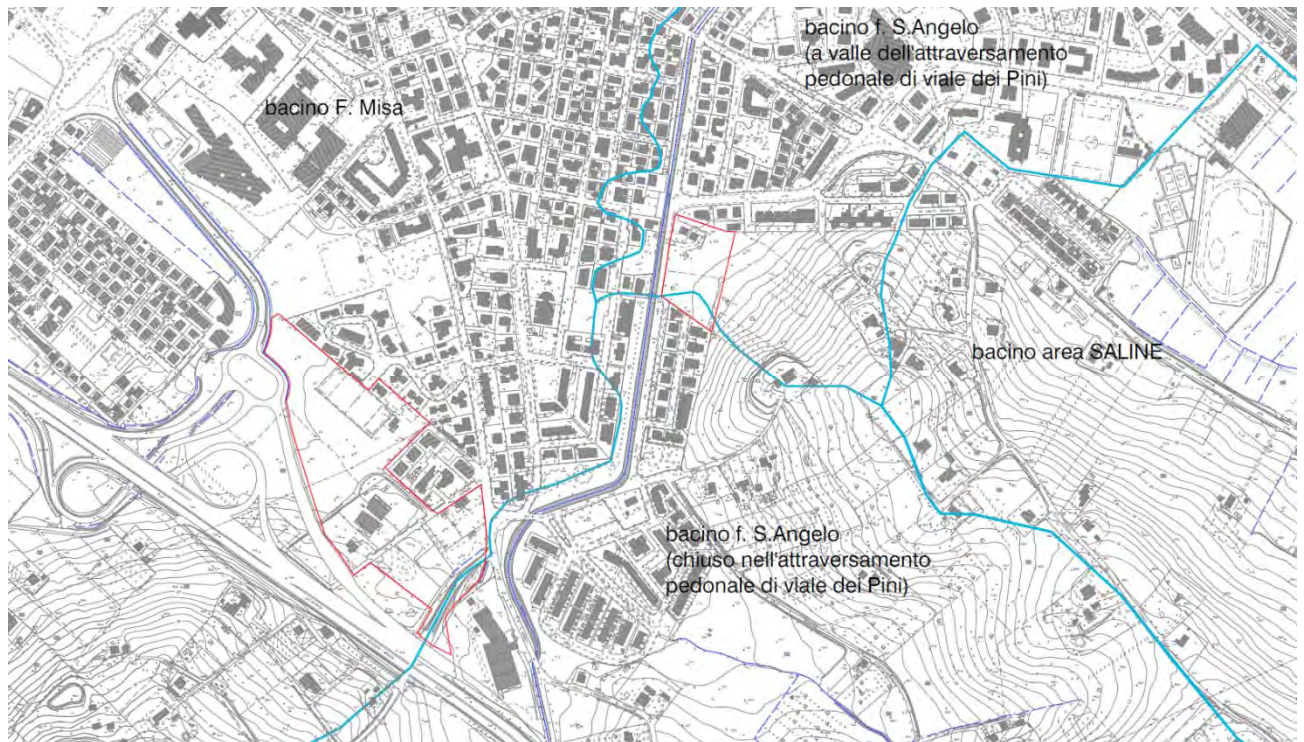


Figura 18: Rapporto delle aree in variante (perimetro rosso) con i bacini idrografici dei F. Misa e f.sso di S. Angelo (azzurro)

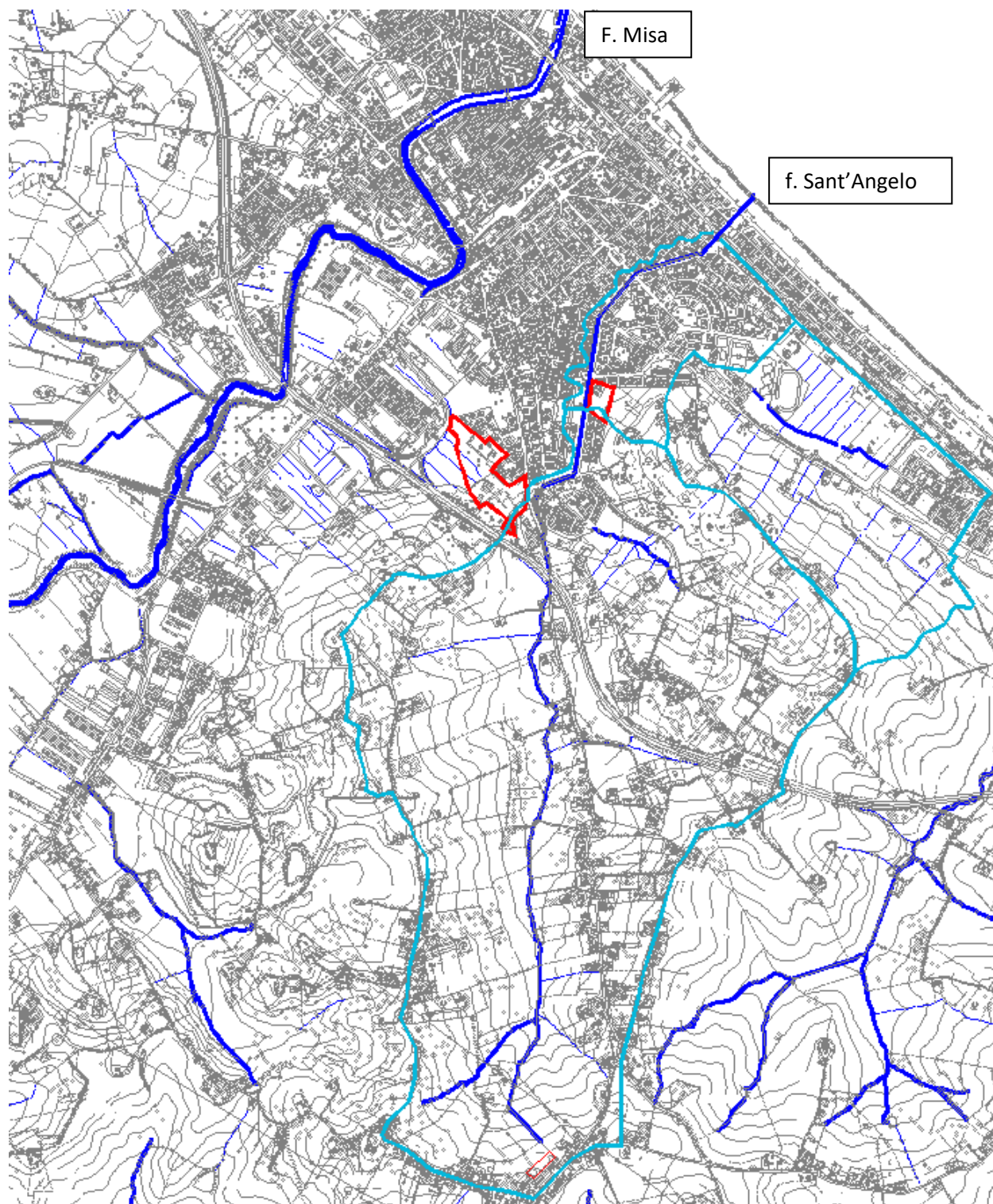


Figura 19: Rapporto delle aree in variante (perimetro rosso) con il reticolo idrografico locale in Blu. In azzurro i bacini idrografici.

Le due aree (vedi nostra documentazione del dicembre 2019) non sono state interessate dagli eventi alluvionali del 2014 e sono lambite dal perimetro PAI in maniera non sostanziale. Fermo restando le esclusioni di cui alla normativa PAI specifica entro le relative aree, l'osservazione diretta delle aree in variante nei punti in cui queste stesse si raccordano con i perimetri PAI ha

evidenziato la presenza di elementi morfologici tali da impedire il propagarsi di eventuali fenomeni di esondazione nelle stesse aree in variante.

In particolare:

- l'area 2.8 in via Capanna si raccorda all'area PAI relativa al F. Misa mediante una superficie che degrada verso quest'ultima protetta da elementi morfologici antropici in rilievo (asse viario complanare e quartiere in via Di Vittorio) e da linee di deflusso naturali e antropiche (vedi Figura 20).

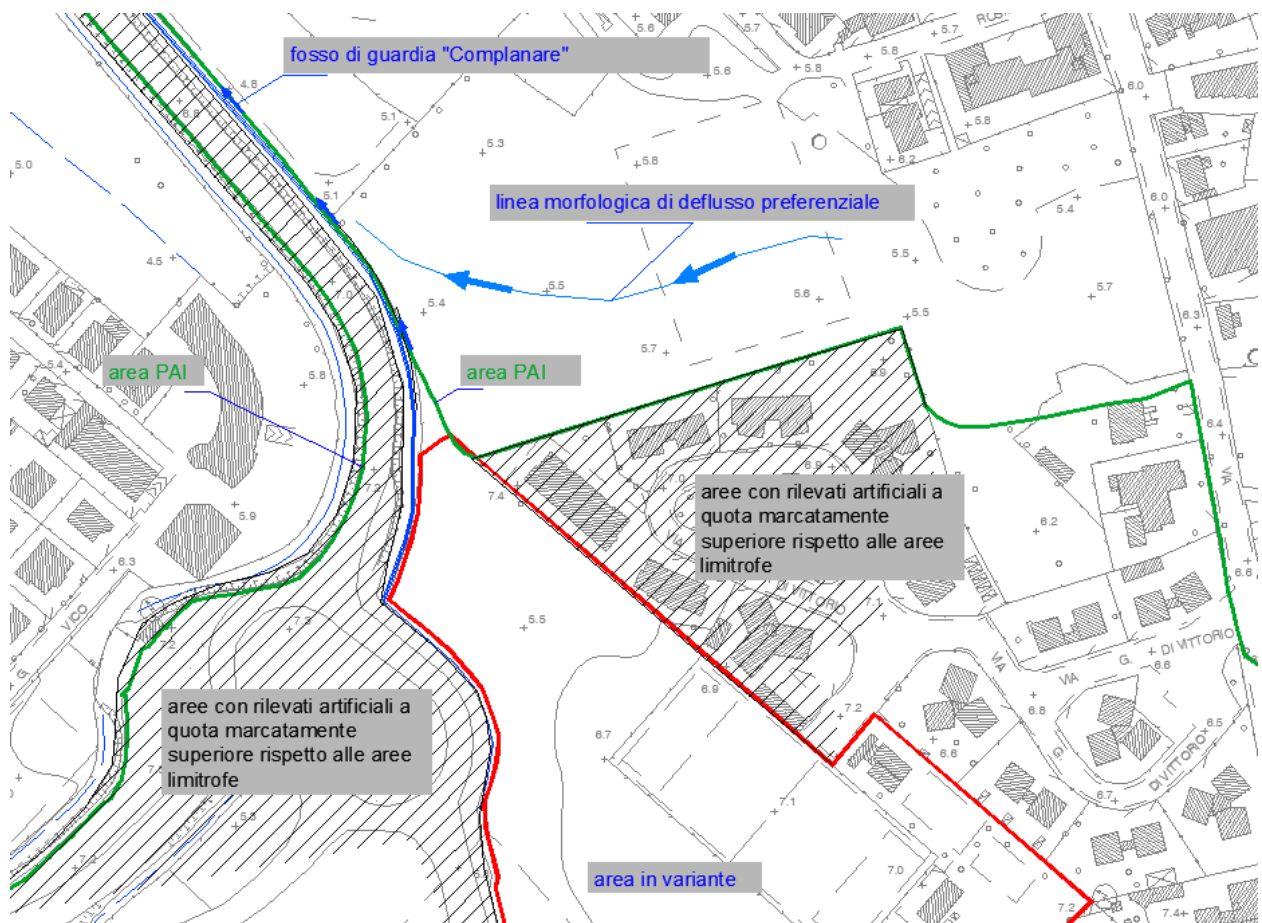


Figura 20: rappresentazione degli elementi morfologici salienti nei pressi dell'area in variante 2.8 in via Capanna (rosso), in rapporto alla perimetrazione PAI (verde)

- L'area 2.10 come si può apprezzare dalla Foto 3 si raccorda a Viale dei Pini, ovvero all'area interessata dal perimetro PAI, mediante una scarpata artificiale protetta al piede da un cordolo in cls con altezza maggiore rispetto all'argine che protegge il fosso di Sant'Angelo in destra orografica, determinandone di fatto il bassissimo rischio idraulico.



Foto 3: rapporto dell'area in variante 2.10 con il fosso S. Angelo.

Sulla scorta di tali annotazioni morfologiche si è effettuata la verifica di Compatibilità idraulica semplificata delle due aree rispetto al Fiume Misa e la Verifica di compatibilità Completa delle due aree rispetto al fosso di S. Angelo.

6.1 Verifica semplificata

Per quanto attiene alla verifica semplificata del F. Misa si rimanda alla nostra documentazione del dicembre 2019. Qui di seguito (Figura 21: fascia di pertinenza fluviale del F. Misa (verde) in rapporto alle aree in variante (rosso) con tratto azzurro è rappresentato il perimetro di esondazione dell'evento del maggio 2014. se ne rammentano le conclusioni mediante la rappresentazione della fascia di pertinenza fluviale del F. Misa in rapporto alle aree in variante.

Da essa si evince che le aree in variante 2.8 e 2.10 non sono interessate dalla fascia di pertinenza fluviale su base geomorfologica a meno delle aree interessate anche dai perimetri PAI che sono state inglobate nella fascia suddetta.

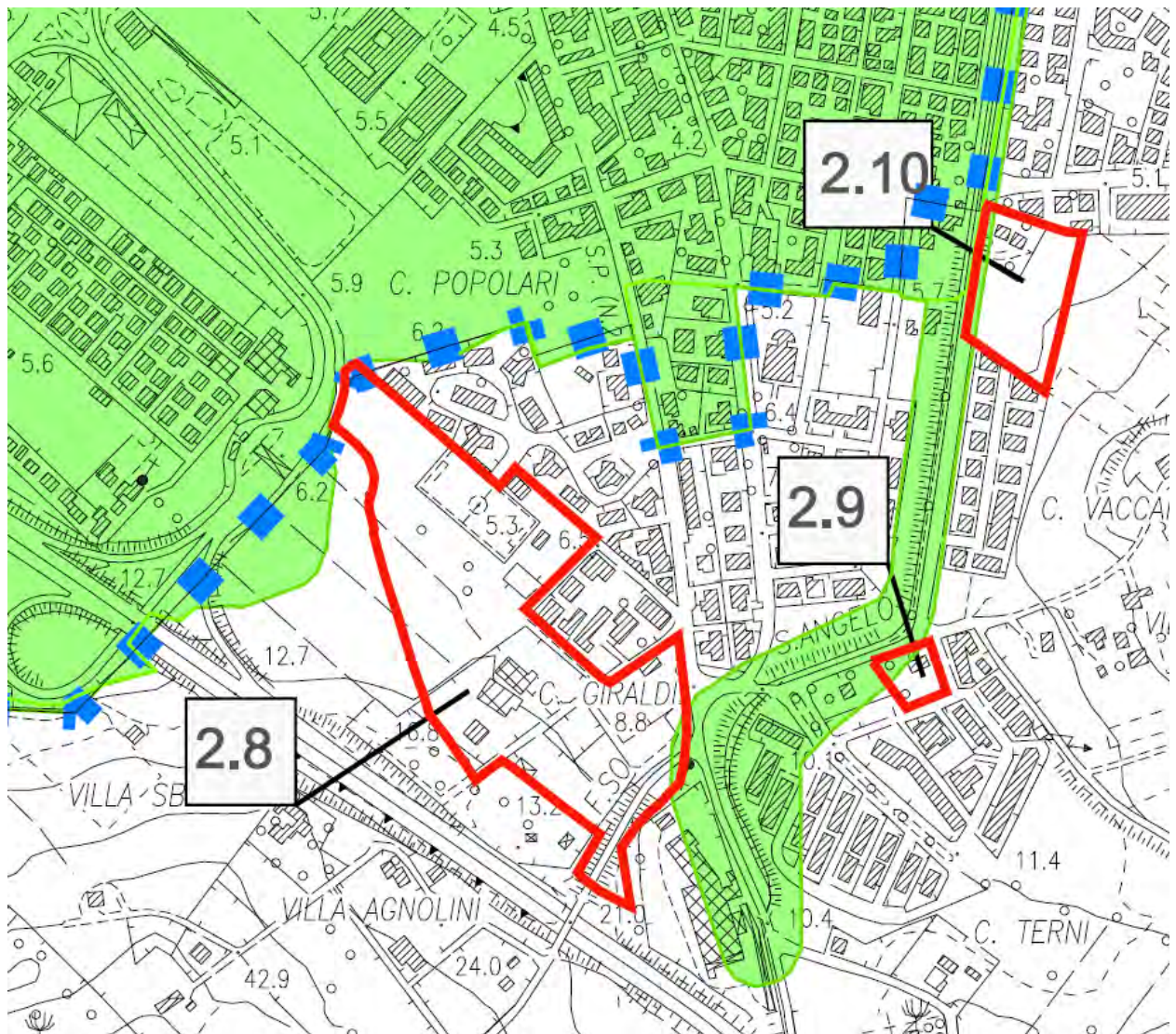


Figura 21: fascia di pertinenza fluviale del F. Misa (verde) in rapporto alle aree in variante (rosso) con tratto azzurro è rappresentato il perimetro di esondazione dell'evento del maggio 2014.

È possibile pertanto definire le aree in variante 2.8 e 2.10 compatibili idraulicamente alla pericolosità idraulica del F. Misa.

6.2 Verifica completa

Nella ns. documentazione del dicembre 2019, è stata effettuata la verifica idraulica del f. di Sant'Angelo rispetto all'attraversamento di "viale dei Pini incrocio via Capanna" con esito positivo attestando che l'attraversamento in questione non rappresenta un punto critico tale da poter produrre un fenomeno di esondazione per Tr200.

In questa verifica si va ad analizzare il punto maggiormente critico per il deflusso del f. di Sant'Angelo a valle di quello già verificato. Tale punto è posto proprio in prossimità dell'area in variante 2.10.

6.2.1 Morfologia del bacino imbrifero del fosso di S. Angelo chiuso alla sezione dell'attraversamento pedonale di Viale dei Pini

Il bacino idrografico indicato, sotteso alla sezione di interesse, (Figura 22), ha una superficie di circa 3.75 kmq (f. di S. Angelo) .

La lunghezza dell'asta principale interrotta alla sezione di chiusura è stata calcolata utilizzando programmi con grafica vettoriale tipo C.A.D. Essa risulta essere pari a ca 3.2 kmq .

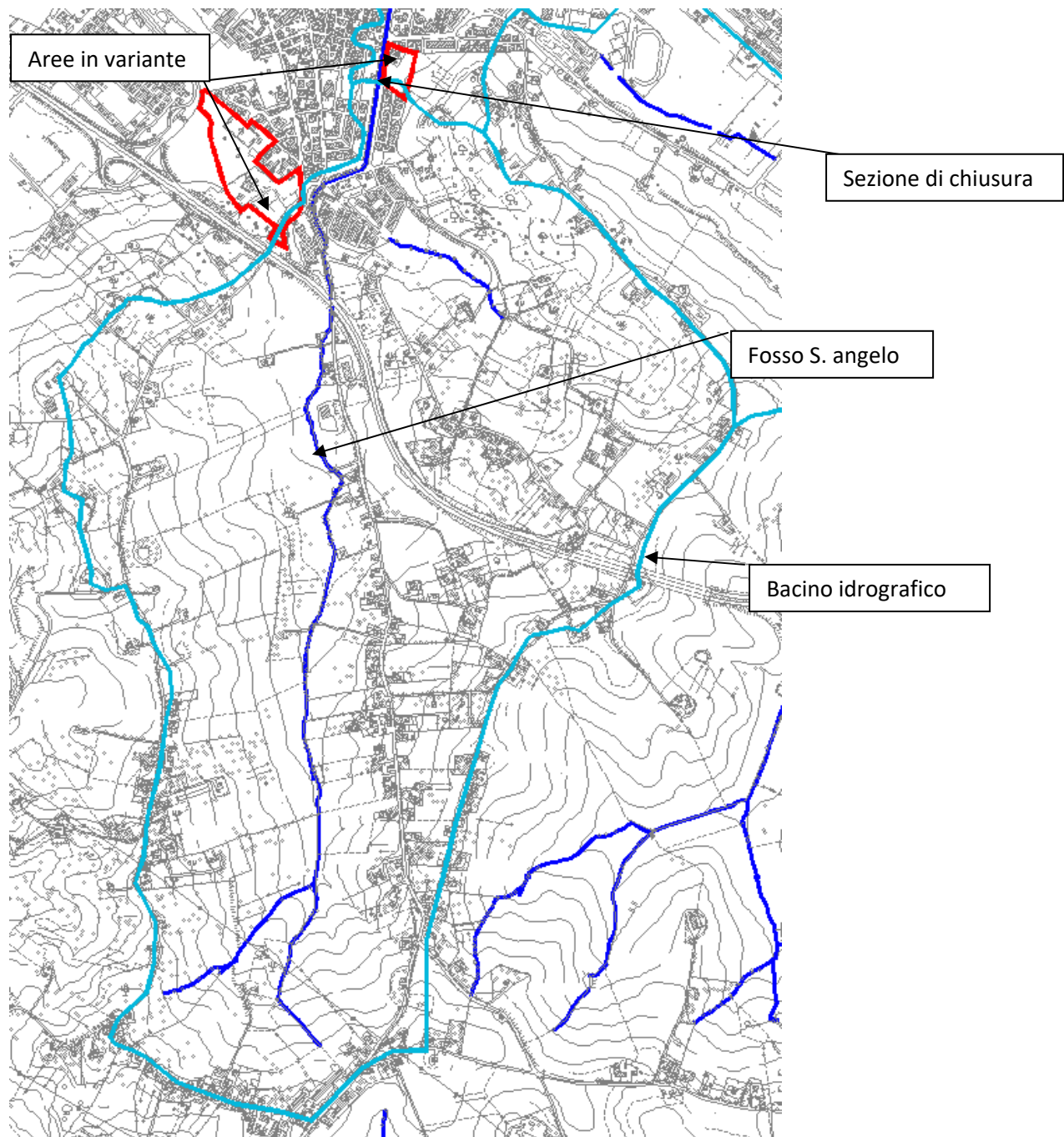


Figura 22 - bacino idrografico del f. di S. Angelo chiuso alla sezione di interesse

6.2.2 Altezza media

L'altezza media del bacino, chiuso alla sezione di interesse, è stato calcolato attraverso l'elaborazione della curva ipsografica.

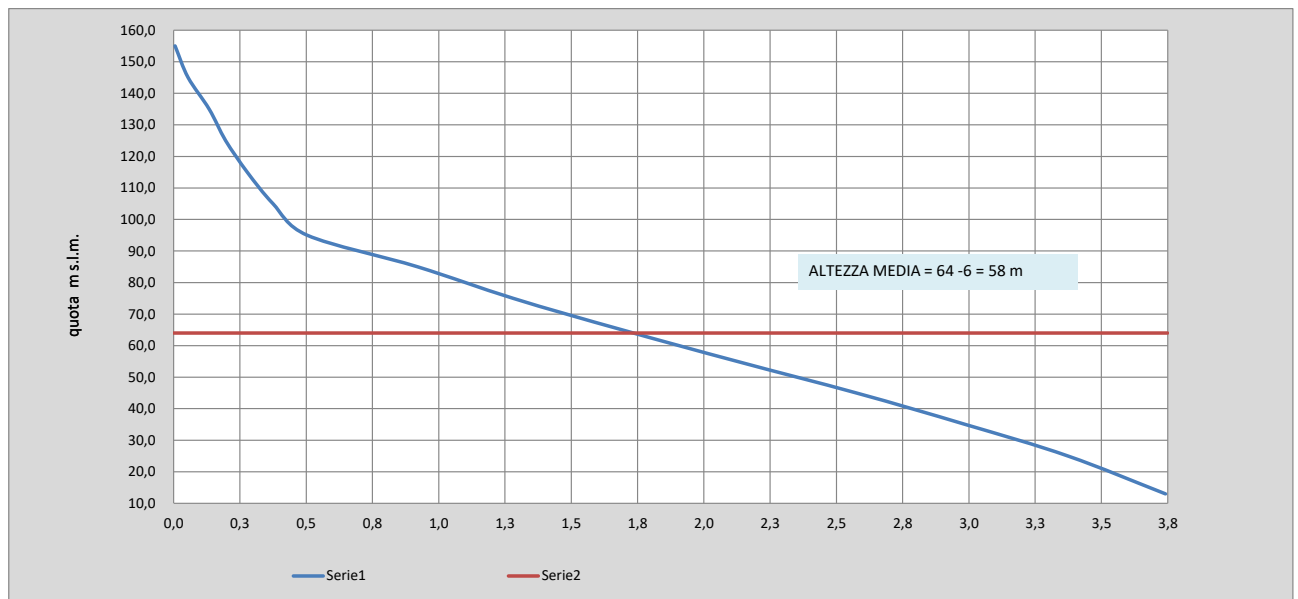


Figura 23 - altezza media del bacino del f di S. Angelo sotteso alla sezione di chiusura

L'altezza media H è risultata essere pari a circa **58 m**.

6.2.3 Tempi di Corrivazione

Il valore del Tempo di corrivazione t_c (ore) è stato ottenuto confrontando tra di loro vari metodi presenti in letteratura che possono essere considerati adatti alle caratteristiche morfologiche del bacino in esame.

In particolare si sono utilizzate le seguenti formule:

GIANDOTTI:
$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,6 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H}}$$

VENTURA:
$$t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i}}$$

VIPARELLI:
$$t_c = \frac{L}{3,6 \cdot V}$$

PEZZOLI:
$$t_c = \frac{0,053 \cdot L}{\sqrt{i}}$$

PASINI:
$$t_c = \frac{0,108}{\sqrt{i}} (S \cdot L)^{1/3}$$

Dove:

Parametri morfometrici del bacino		unità di misura	valore
S	superficie del bacino	kmq	3,75
L	lunghezza dell'asta principale	km	3,2
H	altezza media del bacino	m	58
i	pendenza media dell'asta principale	%	0,040
V	velocità media scorrimento superficiale	m/sec	1
Hm	altezza massima del bacino	m	155
h	altezza del bacino alla sezione di chiusura	m	6

I risultati ottenuti sono i seguenti:

tempo di corrivazione (metodo)	tc (ore)
Giandotti	2,11
Ventura	1,23
Viparelli	0,89
Pezzoli	0,88
Pasini	1,24

Il tempo di corrivazione t_c (ore) del bacino imbrifero del fosso in esame chiuso alla sezione di interesse, appare variabile in funzione della metodologia di calcolo utilizzata, il valore più frequente tra i metodi presi in esame è **pari a ca. 1,2 ore** (Pasini e Ventura).

Per quanto riguarda la *pioggia attesa* ci si è riferiti ad elaborazioni statistiche dei dati degli annali idrografici relative alla stazione pluviometrica di Senigallia (vedi Tabella 1) che per posizione e continuità nel tempo dei dati pluviometrici può essere ritenuta ben rappresentativa delle condizioni meteorologiche del bacino in esame. Inoltre, tenuto conto della limitata estensione del bacino idrografico del f. di Sant'Angelo non è stato applicato alcun fattore di ragguglio areale.

Sono così stati stimati i parametri a ed n delle curve di possibilità climatiche secondo la nota formulazione: $h = a \cdot t_c^n$ con tempo di ritorno in particolare pari a 10, 30, 100 e 200 anni (vedi Tabella 4).

Sulla base di tali elaborazioni è stato possibile determinare l'altezza di pioggia, riferita al tempo di corrivazione, come sopra determinato:

	altezza di pioggia (mm)
	Fosso di S. Angelo
TR 10	50.2
TR 30	64.4
TR 100	79.6
TR 200	88.3

Per la determinazione della *portata di piena* alla sezione di chiusura sita in viale dei Pini, si è fatto riferimento alla formulazione del metodo razionale:

$$Q_{\max}(\text{mc/s}) = 0.278 \cdot \frac{k_f \cdot c_a \cdot h \cdot A}{\tau_c}$$

Con k_f : fattore di frequenza funzione del tempo di ritorno (1.23-1.50);

c_a : coefficiente di afflusso, variabile da 0 a 1 in funzione della permeabilità superficiale del bacino. Tale fattore c_a è stato stimato con il metodo di Chow et alii (1988) sulla base delle informazioni contenute nel modello idrogeologico del bacino, dell'uso del suolo, e della pendenza dello stesso.

Tipo di superficie	c_a
Asfalto	0.657
Calcestruzzo, tetti	0.657
Coltivazioni(i=0-2%)	0.375
Coltivazioni(i=2-7%)	0.395
Coltivazioni(i>7%)	0.401
Pascoli(i=0-2%)	0.349
Pascoli(i=2-7%)	0.381
Pascoli(i>7%)	0.395
Boschi(i=0-2%)	0.316
Boschi(i=2-7%)	0.368
Boschi(i>7%)	0.381

Nello specifico, si è assunto un valore di c_a pari a 0,40 determinato dal reale rapporto tra le superfici a vario grado di pendenza ed uso del suolo.

I risultati delle elaborazioni idrologiche effettuate sono di seguito riportate:

	Portata massima attesa Qmax (mc/s)
	Fosso di S. Angelo
TR 10	21.4
TR 30	29.8
TR 100	40.7
TR 200	46.0

6.2.4 Verifica delle sezioni d'alveo - compatibilità idraulica degli interventi

Il modello afflussi – deflussi elaborato permette di verificare l'adeguatezza delle sezioni d'alveo maggiormente critiche del fosso esaminato in prossimità delle aree in variante.

In particolare, si sono rilevate le sezioni in corrispondenza degli attraversamenti (Figura 24) ritenuti critici di:

- Attraversamento stradale di Viale dei Pini (sezione SA1)
- Attraversamento pedonale di Viale dei Pini (sezione SA2)

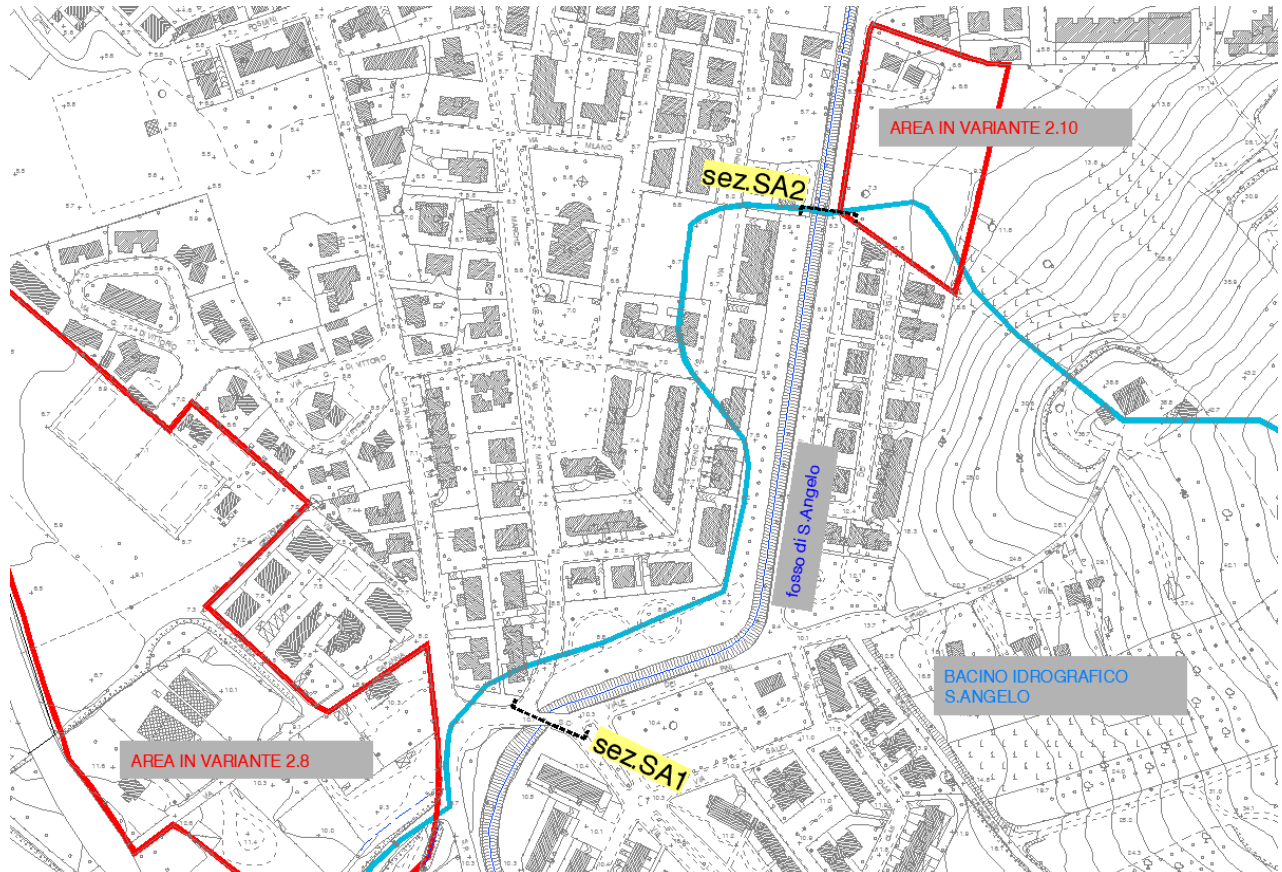
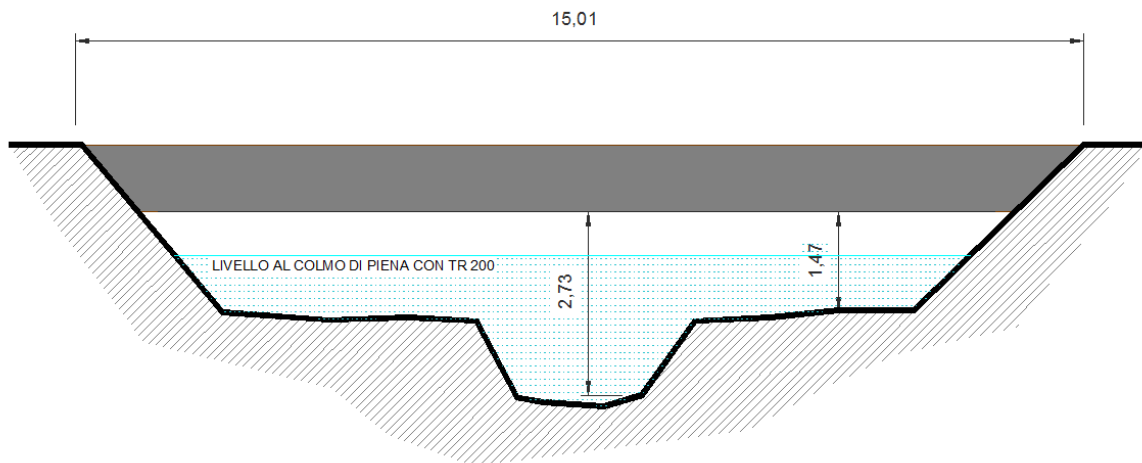


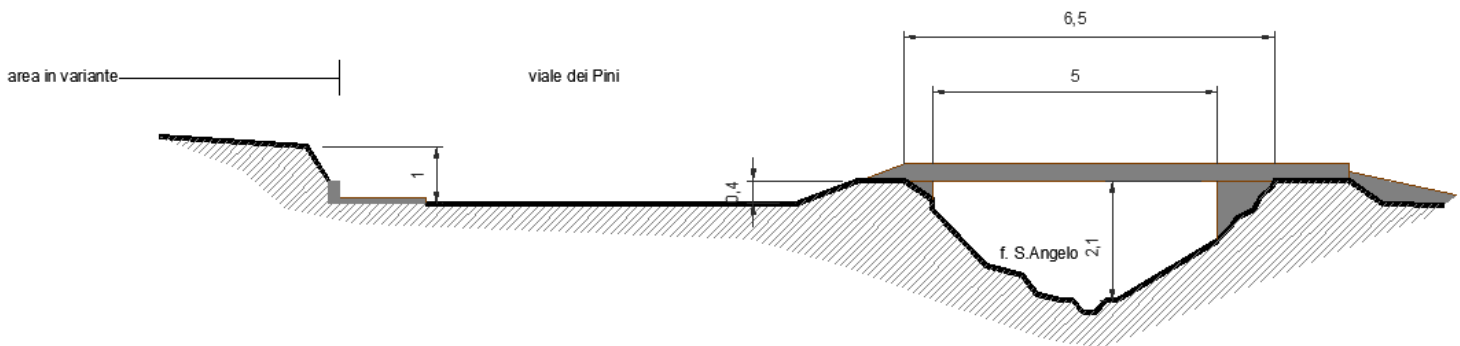
Figura 24: sezioni di verifica

La sezione SA1 ovvero la sezione critica maggiormente significativa rispetto all'area in variante 2.8 è stata verificata per portate al colmo di piene con TR 200 anni con esito positivo nella nostra documentazione del dicembre 2019 (ad essa si rimanda per i dettagli). Nella figura sottostante si richiamano gli esiti di tale verifica sulla sezione denominata SA1:

SEZIONE DEL FOSSO DI SANT'ANGELO IN CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO DI VIALE DEI PINI



Sezione SA1 (luce massima 21 mq)



Sezione SA2 (luce massima 8,2 mq)

Figura 25 - sezioni d'alveo dei fossi di interesse VERIFICATE

La sezione rilevata SA2 (vedi Figura 25) evidenzia una luce massima di circa 8.2 mq che appare adeguata al passaggio di una portata al colmo di piena con TR 30 mentre risulta insufficiente al passaggio della portata con colmo di piena corrispondente al TR 100.

La verifica statica in moto uniforme, stante le caratteristiche di pendenza del tratto del fosso in esame (circa 0,015) e stanti le condizioni di scabrezza dello stesso (coefficiente di Manning pari a 0,035 per i corsi con fondo inerbito) evidenzia la necessità di una sezione libera come di seguito specificata, al fine di contenere l'onda di piena con Tr 30 e Tr100 calcolata:

	Tr30	Tr100
Sezione libera necessaria	8,1	11.1
Sezione libera esistente	8,2	8.2

Per la modellazione della geometria del corso d'acqua nel tratto in esame ci si è avvalsi della sezione topografica rilevata direttamente in sito.

Per la definizione della velocità di deflusso "V" in condizioni di massima piena (con tempi di ritorno di 30-100 anni) si è utilizzata la formula di Manning:

$$V(m/s) = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Dove:

n = coefficiente di Manning (funzione della scabrezza dell'alveo e delle aree limitrofe)

R = raggio idraulico

I = pendenza d'alveo

Il coefficiente di scabrezza è stato ottenuto attraverso le tabelle elaborate da Manning ed è stato considerato uniforme per il tratto di fiume in esame e corrispondente al valore di 0,035, caratterizzante alvei in terra regolarizzati con molta vegetazione ed alghe.

Sulla base della modellazione ottenuta e delle portate di massima piena calcolate, si sono verificate le sezioni d'alveo nello stato attuale:

VERIFICHE TR 100 - SEZIONE SA2 Attraversamento pedonale viale dei Pini			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,08
I	Pendenza d'alveo	-	0,015
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	3,68
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200			
Q	Portata al colmo per TR 100 anni	mc/s	40,7
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	11,1
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena			
A	AREA della sezione bagnata	mq	8,20
P	Perimetro Bagnato	m	7,60

VERIFICHE TR 30 - SEZIONE SA2 Attraversamento pedonale viale dei Pini			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,08
I	Pendenza d'alveo	-	0,015
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	3,68
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200			
Q	Portata al colmo per TR 30 anni	mc/s	29,8
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	8,1
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena			
A	AREA della sezione bagnata	mq	8,20
P	Perimetro Bagnato	m	7,60

Tabella 6 - *verifica delle sezioni d'alveo rilevate allo stato attuale: Il valore A (evidenziato in giallo) è l'area effettivamente disponibile al deflusso di piena, mentre il valore "a" (in grassetto) è l'area minima necessaria al deflusso stesso. Nella sezione SA2 per TR 100 la verifica non è soddisfatta in quanto $A < a$.*

Il valore di circa 11 mq necessario a far defluire la piena centennale nel fosso Sant'Angelo non essendo presente nella sezione SA2 (ca. 8,2 mq) prospetta uno scenario di rischio con potenziale esondazione del fosso proprio in tale punto.

6.3 Pericolosità idraulica:

Al fine di definire le aree soggette al rischio di esondazione con TR100 (tempo di ritorno stabilito dalla DGR 53/2014 per definire le aree di pericolosità idraulica per fossi con bacini inferiori a 25 kmq) si è elaborato l'idrogramma di piena e conseguentemente definito il volume d'acqua in eccesso rispetto alla portata massima capace di transitare in corrispondenza della stessa sezione SA2.

Quest'ultima, in funzione delle caratteristiche geometriche e idrauliche al contorno già individuate, è valutabile in circa 30,3 mc/s:

VERIFICHE TR 100 - SEZIONE SA2			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,08
l	Pendenza d'alveo	-	0,015
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,035
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	3,68
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200			
Q	Portata al colmo per TR 100 anni	mc/s	30,3
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	m ²	8,2
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena			
A	AREA della sezione bagnata	m ²	8,20
P	Perimetro Bagnato	m	7,60

Portata massima che può transitare nella sezione d'alveo di 8,2 m²

Il volume d'acqua in eccesso rispetto alla portata massima capace di transitare in corrispondenza della sezione SA2 è stato successivamente distribuito nelle aree esterne maggiormente depresse in continuità morfologica con il punto di esondazione corrispondente alle spalle di monte del ponte pedonale in viale dei Pini. Tali aree sono state individuate essenzialmente nella fascia compresa tra Viale dei Pini in destra orografica e via Torino / via Piemonte in sinistra orografica.

6.3.1 Idrogramma di progetto

Al fine di verificare l'andamento dell'onda di piena con TR 100 nel fosso di Sant'Angelo e conseguentemente poter definire le aree a varia pericolosità idraulica, è stato ricostruito un idrogramma di piena a partire da un idetogramma discreto in cui è stato suddiviso il tempo di pioggia critico posto uguale al tempo di corrivazione (tc) in sei porzioni di durata media pari a 0,20 ore ciascuna. Per ciascun intervallo discreto, si è calcolata l'altezza di pioggia direttamente dalla curva di possibilità pluviometrica con Tr 100 imponendo comunque che la somma dei parziali non possa superare l'altezza di pioggia corrispondente al tempo critico di 1,2 ore.

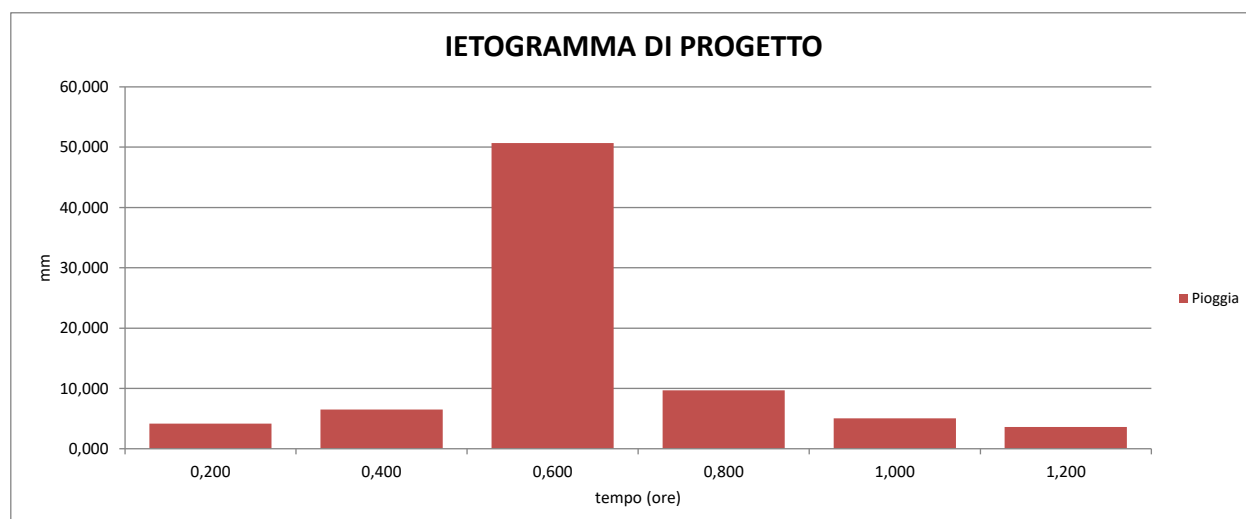


Figura 26 - ietogramma di progetto

Con il metodo delle isocorrive è stato suddiviso il bacino idrografico del fosso di Sant’Angelo in n. 6 aree (A1...A6) ciascuna corrispondente ad una fascia di territorio compreso tra due isocorrive successive:

area	kmq	isocorriva (m slm)	
		da	a
A1	0,17	136	155
A2	0,20	110	136
A3	0,72	84	110
A4	1,02	58	84
A5	1,07	32	58
A6	0,59	6	32

Si è ricostruito l’idrogramma di piena discreto per Tr 100 (Figura 28) calcolando, secondo lo schema di Figura 27, il contributo di ciascuna area “An” in funzione dell’Intensità di pioggia I nel tempo, ricavata dallo ietogramma di progetto (Figura 26) e del coefficiente di deflusso elaborato mediante l’analisi dell’uso del suolo del bacino idrografico secondo la metodologia di Chow et alii (1988).

aree (kmq)	coeff. deflusso c	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	Portata Q (mc/s)
		i1	i2	i3	i4	i5	i6	
		Intensità di pioggia I (mm/ora)	20,83	32,53	253,27	48,45	25,18	
ore	CONTRIBUTO DI PORTATA (mc/s)							
	0,00							0,00
A1	0,17	0,20	0,38					0,38
A2	0,20	0,40	0,46	0,60				1,06
A3	0,72	0,60	1,66	0,72	4,64			7,02
A4	1,02	0,80	2,36	2,59	5,59	0,89		11,43
A5	1,07	1,00	2,47	3,69	20,16	1,07	0,46	27,84
A6	0,59	1,20	1,35	3,85	28,70	3,86	0,56	38,65
		1,40		2,11	29,97	5,49	2,00	39,98
		1,60			16,46	5,73	2,85	26,48
		1,80				3,15	2,98	8,16
		2,00					1,64	3,76
		2,20						1,16

Figura 27 - portata di deflusso Q nel tempo in funzione delle aree A_n in cui è stato suddiviso il bacino e delle intensità di pioggia i_m derivate dallo ietogramma di progetto di Figura 26

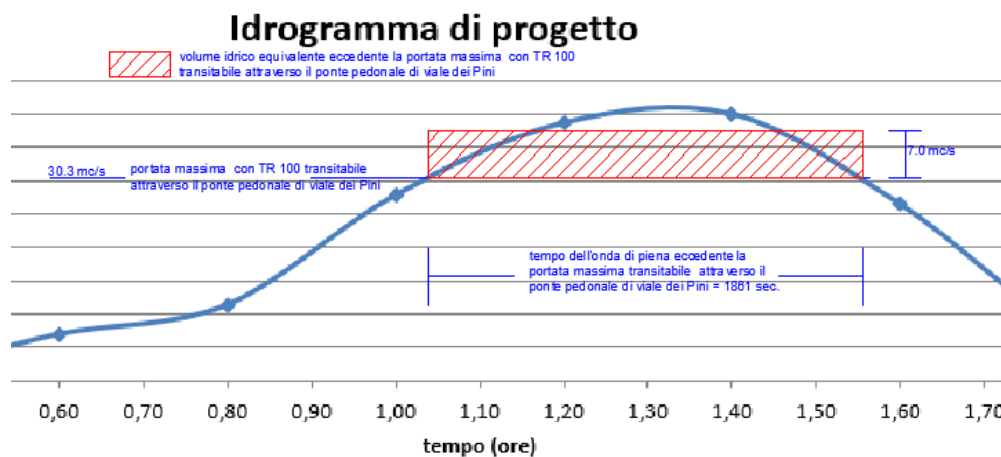
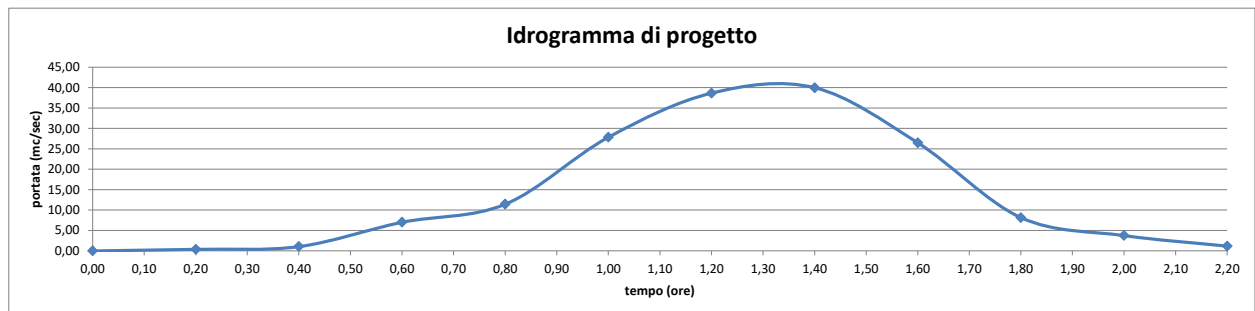


Figura 28 - Idrogramma di piena costruito con il metodo delle isocorve a partire dallo ietogramma discreto di progetto di Figura 13.

L'elaborazione dell'idrogramma di piena con TR 100 fornisce il volume idrico di esondazione:

$$7,00 \text{ mc/s} \times 1861 \text{ s} = 13.027 \text{ mc.}$$

6.3.2 Definizione delle aree a pericolosità idraulica

Il meccanismo di esondazione ipotizzato, ovvero per superamento delle sponde destra e sinistra in corrispondenza della strettoia rappresentata dall'attraversamento pedonale di viale dei Pini, i relativi volumi idrici quantificati mediante l'elaborazione dell'idrogramma di piena e le osservazioni morfologiche effettuate in sito e topografiche realizzate mediante l'ausilio della carta tecnica comunale di dettaglio in scala 1:2000, hanno permesso di identificare le aree depresse in continuità con il punto di esondazione. La morfologia di tali aree indicate nella carta allegata ed in Figura 29 è influenzata dalla struttura urbana del sito con elementi antropici diffusi quali le strade, gli edifici e le opere accessorie al contorno.

In particolare l'onda di piena in esondazione è stata modellata tenendo conto:

- della pendenza delle aree limitrofe al corso d'acqua,
- dei coefficienti di scabrezza delle superfici esterne all'alveo con la presenza delle pavimentazioni stradali che favoriscono un più rapido deflusso rispetto alle superfici verdi limitrofe agli edifici o non edificate
- delle quote topografiche di dettaglio presenti nella carta comunale in scala 1:2000
- della presenza degli edifici che non permettono l'espansione della piena
- della diminuzione della potenza del piccolo argine in rilevato del fosso in esame in corrispondenza dell'attraversamento di via Mercantini; in tale punto, con ogni probabilità, i volumi esondati tenderanno a rientrare in alveo con un successivo aumento della velocità di deflusso per effetto della diminuita scabrezza del fondo d'alveo che a valle di tale attraversamento diventa in cls.

Nella tabella e nella figura sottostanti sono stati distribuiti i volumi d'acqua nelle fasce di territorio morfologicamente omogenee potenzialmente inondabili per definire i tiranti e dunque la pericolosità delle aree inondabili.

	superficie di esondazione al netto dell'ingombro degli edifici esistenti	33360	mq
	volume d'acqua di potenziale esondazione	13027	mc
	tirante medio	0,39	m
	aree maggiormente depresse con tirante > 30 cm (circa 40cm)	29152	mq
	aree meno depresse con tirante < 30 cm	1262,4	mq



Figura 29: aree a pericolosità idraulica del f. S. Angelo in viale dei Pini (vedi anche Tav.2)

In base ai contenuti della DGR 53/14 il valore di 0,3 m del tirante è utile a discriminare le aree a pericolosità bassa (<0.3) da quelle a pericolosità media (>0.3).

6.4 Compatibilità idraulica delle aree 2.8 e 2.10 in variante

In base alle verifiche ed alle modellazioni effettuate, si sono individuate le fasce di pertinenza fluviale del Fiume Misa e le fasce a vario grado di pericolosità idraulica del fosso Sant'Angelo. Queste ultime in base alla valutazione delle portate al colmo di piena con TR 30 e TR100 (tempi di ritorno da considerarsi ai sensi della DGR 53/2014 per bacini idrografici inferiore a 25 kmq come il presente). Le aree in variante 2.8 e 2.10 risultano esterne sia alla fascia di pertinenza fluviale del f. Misa che alle fasce di pericolosità individuate per il fosso S. Angelo.

È possibile pertanto definire le aree idraulicamente compatibili alle trasformazioni urbanistiche proposte.

7 AREA 2.11 - VIA PODESTI, E AREA 2.12 SCUOLA

7.1 Verifica completa:

Le due aree in variante sono adiacenti tra loro e sono collocate in loc. Saline a monte della SS 16 adriatica e della linea ferroviaria adriatica. Come è possibile notare dalla Figura 30 esse non appartengono al bacino del F. Misa ma ricadono all'interno di un'area morfologicamente depressa con un reticolo di deflusso idrico superficiale che non può essere assimilato ad un corso d'acqua vero e proprio, ma, piuttosto, ad una rete di "bonifica" con collettore di scarico finale costituito da uno scatolare delle dimensioni di 2,5 m x 1,5 m. Questo collettore attraversa la SS 16, la linea ferroviaria ed il lungomare Alighieri, in corrispondenza circa di via Tolomeo e si getta direttamente a mare. Tra il bacino idrografico dell'area Saline e quello del F. Misa si interpone, inoltre, il fosso di S. Angelo con il relativo bacino idrografico.

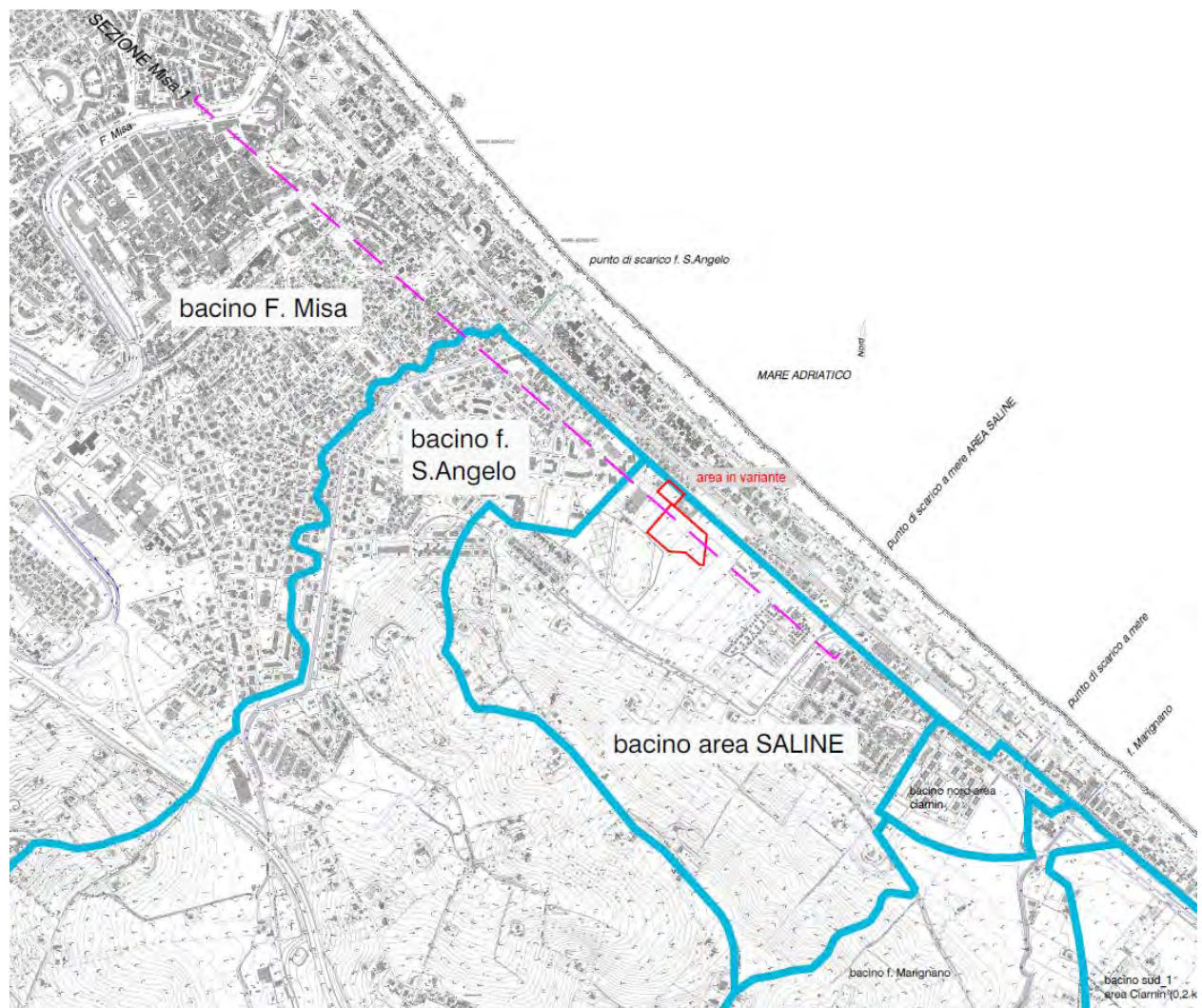


Figura 30: aree in variante (rosso) in rapporto ai bacini idrografici (azzurro) presenti al contorno. In magenta è rappresentata la sezione di verifica.

È evidente che all'interno della fascia costiera la suddivisione tra bacini è molto labile, ovvero non si hanno degli elementi morfologici significativi che definiscano in maniera univoca lo spartiacque tra bacino e bacino. In tal senso si comprende come la fascia di pertinenza fluviale del F. Misa su base morfologica individuata nel nostro studio del dicembre 2019 si allarghi fino a coinvolgere le aree in variante in loc. Saline.

Tale situazione deve essere intesa come una condizione limite in cui il rischio di espansione di una eventuale piena nell'area Saline non deve collegarsi alla esondazione diretta del F. Misa, ma piuttosto ad una condizione di crisi idraulica generale che coinvolga anche i piccoli bacini costieri del territorio Senigalliese come accadde nell'agosto 1976. I resoconti dell'evento alluvionale del 1976 riferiscono, infatti, che, all'esondazione del F. Misa con gli allagamenti del ponte Garibaldi, dei Portici Ercolani, del Foro Annonario, si unirono le esondazioni del F.

S. Angelo e del f. Marignano con danni all'arenile. In quell'occasione la zona Saline si allagò essenzialmente per rigurgito fognario senza pertanto che il Misa abbia avuto alcun ruolo diretto.

Alla luce di quanto esposto si affronta la verifica idraulica completa delle aree in variante con il seguente approccio:

- Verifica idraulica in moto uniforme del fiume Misa per portate al colmo di piene con TR 200 assommata alla portata al colmo di piena del f. S. Angelo con Tr 100 lungo la sezione indicata in Figura 30 (sezione Misa1);
- Verifica idraulica in moto uniforme del collettore di scarico dell'area Saline in condizioni di piena dei corsi d'acqua di cui al punto precedente e deflusso libero e impedito verso mare.

7.1.1 Portate al colmo di piena con TR 200 del F. Misa

Per il fiume Misa le misure di portate nelle sezioni di valle sono molto scarse. Questo rende difficoltosa la taratura dei modelli regionali o l'elaborazione diretta delle portate misurate. Ciò comporta un certo grado di incertezza nei calcoli delle portate di piena con assegnati tempi di ritorno. Nella presente verifica ci si rifà ai risultati di alcuni metodi di regionalizzazione reperibili in letteratura e alle ricostruzioni effettuate nello studio dell'Università Politecnica delle Marche ("Consulenza generale e gli studi propedeutici alla difesa idraulica del fiume Misa" - A. Mancinelli e P. Salandin).

Il metodo di regionalizzazione TCEV applicato alla regione omogenea Romagna – Marche (M. Franchini, G. Galeati, 1996) ha definito delle portate al colmo per il Misa alla foce con Tr 200 anni ($S = 376 \text{ km}^2$, piovosità = 65 mm) pari a **871 mc/sec**.

Tali valori risultano sovrastimati per l'impossibilità di tarare adeguatamente il modello.

Un altro metodo di regionalizzazione è stato quello proposto dall'Aquater nello studio effettuato per il Bacino del fiume Misa con titolo "Riqualificazione dell'ecosistema fluviale caratterizzazione e gestione delle risorse idriche (Aprile 1990)". In tale studio tenendo conto di una superficie impermeabile del bacino idrografico alla Stazione di Vallone (91,5%) valida per

l'intero bacino ($S = 344 \text{ km}^2$) data la vicinanza della stazione alla foce si è definita una portata di piena con TR 200 anni di **654 mc/sec**.

Un terzo Modello di Regionalizzazione esaminato è quello proposto dal prof. U. Maione ed altri (U. Maione, N. Pessarelli, M. Tomirotti. Un modello statistico per la stima indiretta delle portate di piena dei corsi d'acqua italiani 1999). I parametri regionali del modello sono stimati in funzione di alcuni indici geomorfoclimatici dei bacini. Per il fiume Misa in base alla relazione fornita dagli autori si ha una portata di **465 mc/sec** per Tr 200 anni.

Tenendo conto che il valore di 871 mc/sec risulta sovrastimato per impossibilità di taratura del modello, nella presente verifica si è adottato un valore intermedio tra i modelli Aquater e Maione pari a circa 510 mc/sec.

7.1.2 Portate al colmo di piena con TR 100 del f. Sant'Angelo

Per quanto attiene al fosso Sant'Angelo si fa riferimento a quanto già elaborato nel presente studio al paragrafo 6.2 in cui si è calcolata una portata al colmo di piena con TR 100 anni di 40,7 mc/sec.

7.1.3 Portate al colmo di piena con TR 30 e TR 100 dell'area Saline

7.1.4 Il Bacino dell'area Saline chiuso alla sezione di via Podesti - Caratteristiche morfometriche del bacino imbrifero

Il bacino idrografico indicato sotteso alla sezione di via Podesti (vedi Figura 30) ha una superficie di 0,99 kmq.

La lunghezza dell'asta principale interrotta alla sezione di chiusura è stata calcolata utilizzando programmi con grafica vettoriale tipo CAD. Essa risulta essere pari a ca 0,8 km.

7.1.5 Altezza media

L' altezza media del bacino, chiuso alla sezione di interesse, è stata calcolata (Figura 2), attraverso l'elaborazione della curva ipsografica.

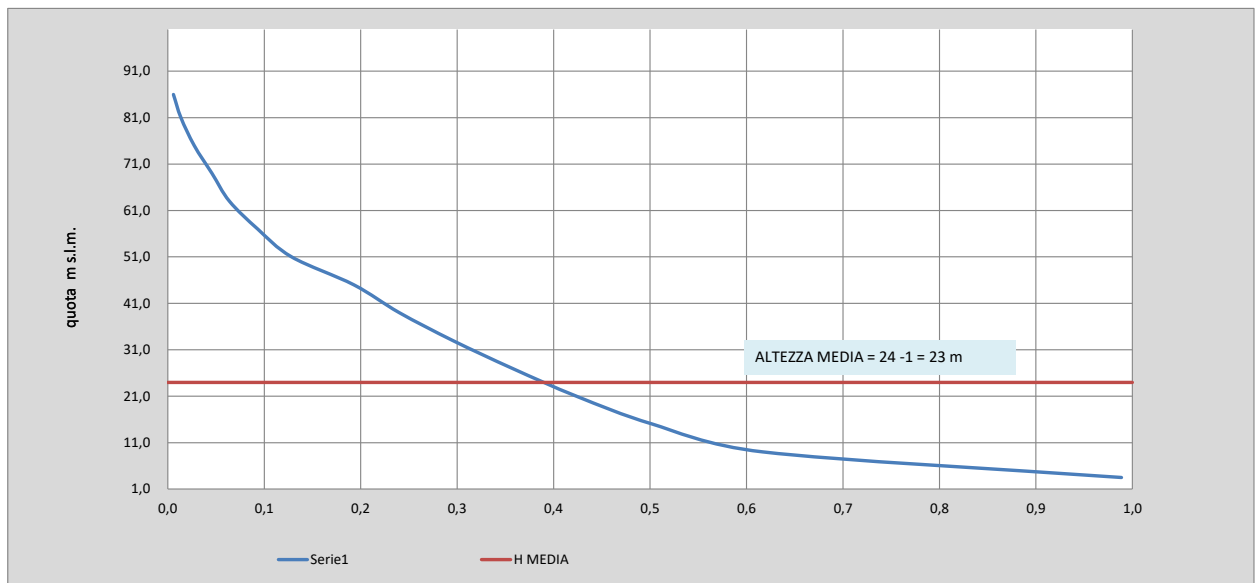


Figura 31 - altezza media del bacino Saline sotteso alla sezione di chiusura

L'altezza media H è risultata essere pari a circa **23 m**.

Tempi di Corrivazione

Il valore del Tempo di corrivazione t_c (ore) è stato ottenuto confrontando tra di loro vari metodi presenti in letteratura che possono essere considerati adatti alle caratteristiche morfologiche del bacino in esame.

In particolare si sono utilizzate le seguenti formule:

GIANDOTTI:
$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,6 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H}}$$

VENTURA:
$$t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i}}$$

VIPARELLI:
$$t_c = \frac{L}{3,6 \cdot V}$$

PEZZOLI:
$$t_c = \frac{0,053 \cdot L}{\sqrt{i}}$$

PASINI:
$$t_c = \frac{0,108}{\sqrt{i}} (S \cdot L)^{1/3}$$

Dove:

Parametri morfometrici del bacino		unità di misura	valore
S	superficie del bacino	kmq	0,99
L	lunghezza dell'asta principale	km	0,8
H	altezza media del bacino	m	23
i	pendenza media dell'asta principale	%	0,001
V	velocità media scorrimento superficiale	m/sec	1
Hm	altezza massima del bacino	m	88
h	altezza del bacino alla sezione di chiusura	m	1

I risultati ottenuti sono i seguenti:

tempo di corrivazione (metodo)	tc (ore)
Giandotti	1,37
Ventura	3,65
Viparelli	0,22
Pezzoli	1,27
Pasini	2,88
valore medio tc (ore)	1,88

Il tempo di corrivazione t_c (ore) del bacino imbrifero dell'area Saline chiuso alla sezione di interesse, appare variabile in funzione della metodologia di calcolo utilizzata, il valore più frequente tra i metodi presi in esame è **pari a ca. 1,3 ore** (Giandotti - Pezzoli).

7.1.6 Pioggia attesa

Per quanto riguarda la *pioggia attesa* ci si è riferiti ad elaborazioni statistiche dei dati degli annali idrografici relative alla stazione pluviometrica di Senigallia (Tabella 1) che per posizione e continuità nel tempo dei dati pluviometrici può essere ritenuta ben rappresentativa delle condizioni meteorologiche del bacino in esame. Inoltre, tenuto conto della limitata estensione del bacino idrografico dei fossi in esame non è stato applicato alcun fattore di ragguglio areale.

Sono così stati stimati i parametri a ed n delle curve di possibilità climatiche secondo la nota formulazione: $h = a \cdot t_c^n$ con tempo di ritorno in particolare pari a 30 e 100 anni.

Tempo di ritorno di 30 anni				Tempo di ritorno di 100 anni		
n	log(a)	a	r	n	log(a)	a
0,258	1,789	61,47	0,992	0,253	1,881	76,05

$$h = at^n$$

$$h = at^n$$

Tempo di ritorno di 30 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	61,467
2	73,500
3	81,604
4	87,889
5	93,097
6	97,579
7	101,537
8	105,095
9	108,337
10	111,322
11	114,093
12	116,682
13	119,116
14	121,415
15	123,595
16	125,670
17	127,651
18	129,546
19	131,366
20	133,115
21	134,801
22	136,428
23	138,002
24	139,525

Tempo di ritorno di 100 anni dati per il grafico	
t (ore)	h (mm)
1	76,053
2	90,600
3	100,367
4	107,930
5	114,186
6	119,566
7	124,311
8	128,574
9	132,456
10	136,027
11	139,341
12	142,436
13	145,344
14	148,090
15	150,692
16	153,168
17	155,531
18	157,792
19	159,961
20	162,046
21	164,055
22	165,994
23	167,867
24	169,681

Tabella 7: altezza di pioggia calcolata per vari tempi di ritorno e per vari tempi di pioggia

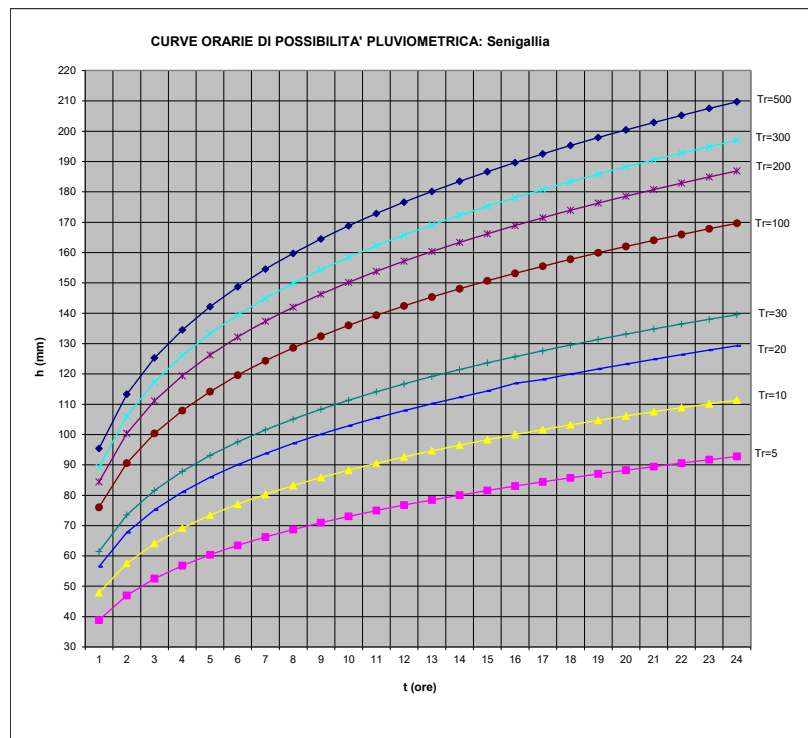


Figura 32- Curve di possibilità pluviometrica per vari tempi di ritorno

Sulla base di tali elaborazioni è stato possibile determinare un'altezza di pioggia, riferita ai tempi di corrivazione, come sopra determinati:

	altezza di pioggia (mm)
	Area Saline
TR 30	65.7
TR 100	81.2

Per la determinazione della *portata di piena* alla sezione di chiusura sita in via Podesti, si è fatto riferimento alla formulazione del metodo razionale:

$$Q_{\max} (\text{mc/s}) = 0.278 \cdot \frac{k_f \cdot c_a \cdot h \cdot A}{\tau_c}$$

Con k_f : fattore di frequenza funzione del tempo di ritorno (1.23-1.50);

c_a : coefficiente di afflusso, variabile da 0 a 1 in funzione della permeabilità superficiale del bacino. Tale fattore c_a è stato stimato con il metodo di Chow et alii (1988) sulla base delle informazioni contenute nel modello idrogeologico del bacino, dell'uso del suolo, e della pendenza dello stesso.

Nello specifico, si è assunto un valore di c_a pari a 0,40.

I risultati delle elaborazioni idrologiche effettuate sono di seguito riportate:

	Portata massima attesa Qmax (mc/s)
	Fosso di Marignano
TR 30	7.4
TR 100	10.1

7.1.7 Verifica delle sezioni d'alveo

Il modello afflussi – deflussi elaborato permette di verificare l'adeguatezza delle sezioni d'alveo dei corsi d'acqua esaminati in prossimità delle aree in variante e nello specifico in corrispondenza delle sezioni ritenute maggiormente significative per la modellazione in moto uniforme.

In particolare, si sono rilevate le sezioni in corrispondenza della sezione denominata Misa1 (vedi Figura 30):

sezione Misa1 – fiume Misa – ponte Il giugno

sezione Misa1 – fosso S. Angelo – sezione nei pressi di via Cavalieri

sezione Misa1 – area Saline – sezione scatolare di collettamento al mare (2,5x1,5)

Le sezioni rilevate evidenziano differenti situazioni

Per la definizione della velocità di deflusso “V” in condizioni di massima piena (con tempi di ritorno di 10-200 anni) si è utilizzata la formula di Manning:

$$V(m/s) = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Dove:

n = coefficiente di Manning (funzione della scabrezza dell'alveo e delle aree limitrofe)

R = raggio idraulico

I = pendenza d'alveo

Il coefficiente di scabrezza è stato ottenuto attraverso le tabelle elaborate da Manning ed è stato considerato uniforme per i tratti d'alveo in esame e corrispondente ai valori di:

fiume Misa - 0,025 (corsi d'acqua regolari naturali)

fosso Sant'Angelo – 0,013 (pareti in cls non regolare)

collettore saline – 0,013 (pareti in cls non regolare)

Sulla base della modellazione ottenuta e delle portate di massima piena calcolate, si sono verificate le sezioni d'alveo nello stato attuale:

sezione Misa1 – Fiume Misa - Ponte Il Giugno

F. Misa: VERIFICHE TR 200 - SEZIONE Misa1			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	3,77
I	Pendenza d'alveo	-	0,0006
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,025
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	2,37
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200			
Q	Portata al colmo per TR 200 anni	mc/s	510,0
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	214,8
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale			
A	AREA della sezione bagnata	mq	166,00
P	Perimetro Bagnato	m	44,00

Tabella 8 - *verifica delle sezioni d'alveo rilevate allo stato attuale: Il valore A (evidenziato in giallo) è l'area effettivamente disponibile al deflusso di piena, mentre il valore "a" (in grassetto) è l'area minima necessaria al deflusso stesso. Nella sezione la verifica non è soddisfatta in quanto $A < a$.*

Sulla sezione di verifica è stata modellata l'esondazione in destra ed in sinistra con ipotesi di sormonto delle strutture arginali. Mantenendo costanti i coefficienti di scabrezza delle aree esterne all'alveo, è stata individuata una fascia di esondazione per Tr 200 di circa 80/ 90 m .

F. Misa: VERIFICHE TR 200 - SEZIONE Misa1			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,75
I	Pendenza d'alveo	-	0,0006
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,025
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	1,43
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 200			
Q	Portata al colmo per TR 200 anni	mc/s	510,0
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	357,8
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale			
A	AREA della sezione bagnata	mq	365,00
P	Perimetro Bagnato	m	208,00

Tabella 9 - *verifica della sezione di esondazione rilevata in prossimità del ponte Il Giugno: Il valore A (evidenziato in giallo) è l'area effettivamente disponibile al deflusso di piena, mentre il valore "a" (in grassetto) è l'area minima necessaria al deflusso stesso. Nella sezione la verifica è soddisfatta in quanto $a < A$ con una fascia di esondazione di circa 80/90 m in destra e sinistra*

SEZIONE Misa 1 - ponte Il giugno

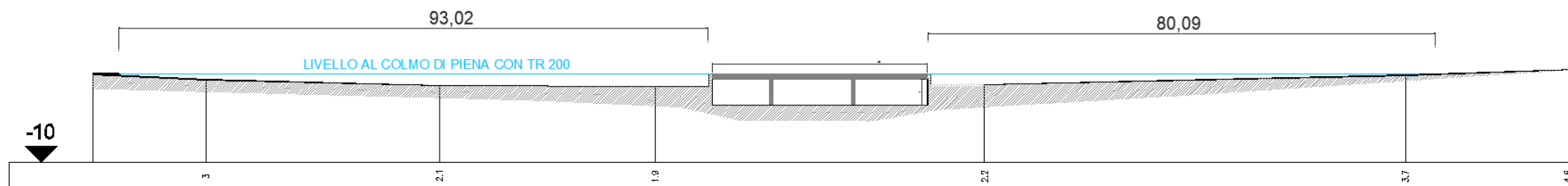


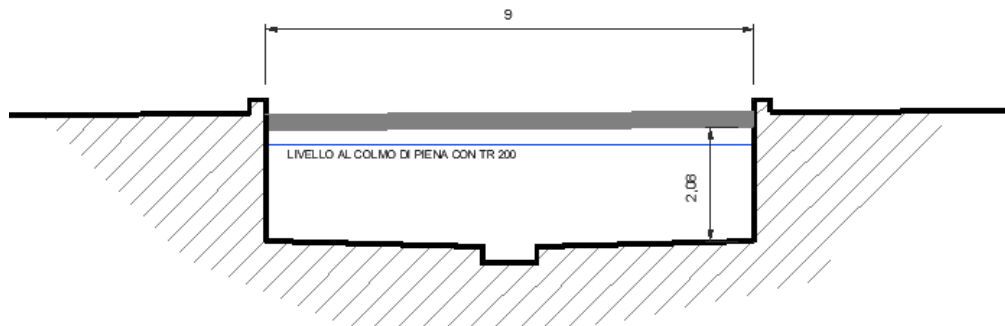
Figura 33: stima del livello di esondazione (azzurro) in corrispondenza della sezione di verifica (ponte Il giugno)

È evidente che tale esondazione non possa raggiungere l'area in variante in loc. Saline che si trova rispetto al ponte Il giugno a circa 1,5 Km.

sezione Misa1 – fosso S. Angelo – sezione di via Cavalieri

f. Sant'Angelo: VERIFICHE TR 100 - SEZIONE Misa1			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	1,28
I	Pendenza d'alveo	-	0,001
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,015
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	2,49
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 100			
Q	Portata al colmo per TR 100 anni	mc/s	40,7
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	16,3
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale			
A	AREA della sezione bagnata	mq	16,70
P	Perimetro Bagnato	m	13,00

Tabella 10 - *verifica della sezione d'alveo rilevata in prossimità di via Cavalieri sul f. di S. Angelo: Il valore A (evidenziato in giallo) è l'area effettivamente disponibile al deflusso di piena, mentre il valore "a" (in grassetto) è l'area minima necessaria al deflusso stesso. Nella sezione la verifica è soddisfatta in quanto $a < A$.*



La sezione artificiale del f. di Sant'Angelo in prossimità della sezione Misa1 risulta adeguata al passaggio della piena con TR 100 che pertanto non dovrebbe interferire con le aree in variante in loc. Saline.

sezione Misa1 – area Saline – collettore via Podesti

per quanto riguarda l'area depressa in loc. Saline si prospettano due scenari ovvero un primo con deflusso libero nel collettore di via Podesti ed un secondo con deflusso parzialmente impedito per effetto del rigurgito a causa del livello marino alla quota di +0,5 m slm.

Nel primo caso le portate al colmo di piena con Tr 30 e 100 defluiscono liberamente attraverso il collettore come indicato nella tabella di verifica successiva (tr 100).

SALINE: VERIFICHE TR 100 - SEZIONE COLLETTORE			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	0,68
l	Pendenza d'alveo	-	0,003
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,013
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	3,26
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 100			
Q	Portata al colmo per TR 100 anni	mc/s	10,1
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	3,1
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale			
A	AREA della sezione bagnata	mq	3,75
P	Perimetro Bagnato	m	5,50

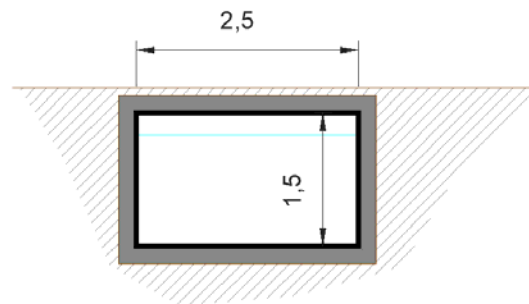


Tabella 11 - verifica della sezione d'alveo rilevata in prossimità di via Cavalieri sul f. di S. Angelo: Il valore A (evidenziato in giallo) è l'area effettivamente disponibile al deflusso di piena, mentre il valore "a" (in grassetto) è l'area minima necessaria al deflusso stesso. Nella sezione la verifica è soddisfatta in quanto $a < A$.

Nel secondo caso, mentre le portate al colmo di piena con Tr 30 defluiscono liberamente, le portate con Tr 100 eccedono la capacità della sezione del collettore.

SALINE: VERIFICHE TR 30 - SEZIONE COLLETTORE			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	0,56
l	Pendenza d'alveo	-	0,003
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,013
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	2,85
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 30			
Q	Portata al colmo per TR 100 anni	mc/s	7,0
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	2,5
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale			
A	AREA della sezione bagnata	mq	2,50
P	Perimetro Bagnato	m	4,50

SALINE: VERIFICHE TR 100 - SEZIONE COLLETTORE			
verifica della sezione d'alveo nello stato ATTUALE			
Calcolo della Velocità di deflusso al colmo di piena			
R	Raggio Idraulico (=A/P)	m	0,56
l	Pendenza d'alveo	-	0,003
n	Coefficiente di Manning (Scabrezza)	-	0,013
V	Velocità (formula di Manning)	m/s	2,85
Calcolo dell'area necessaria al deflusso della piena con TR 100			
Q	Portata al colmo per TR 100 anni	mc/s	10,1
a	Area necessaria al deflusso della piena (=Q/V)	mq	3,5
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE BAGNATA con portata al colmo di piena duecentennale			
A	AREA della sezione bagnata	mq	2,50
P	Perimetro Bagnato	m	4,50

Tabella 12 - verifica della sezione del collettore in via Podesti dell'area Saline: Il valore A (evidenziato in giallo) è l'area effettivamente disponibile al deflusso di piena, mentre il valore "a" (in grassetto) è l'area minima necessaria al deflusso stesso. Nella sezione la verifica è soddisfatta per piena con TR 30 (tabella a sinistra) mentre non lo è per piena con Tr 100 in quanto $A < a$ (tabella a destra).

7.2 Pericolosità idraulica:

Al fine di definire le aree soggette al rischio di esondazione con TR100 (tempo di ritorno stabilito dalla DGR 53/2014 per definire le aree di pericolosità idraulica per fossi con bacini inferiori a 25 kmq) si è elaborato l'idrogramma di piena analogamente a quanto fatto per le aree ai capitoli precedenti e conseguentemente definito il volume d'acqua in eccesso rispetto alla portata massima capace di transitare in corrispondenza della sezione del collettore di via Podesti nella condizione di deflusso parzialmente impedito dal livello marino.

Quest'ultima, in funzione delle caratteristiche geometriche e idrauliche al contorno già individuate, è valutabile in circa 7 mc/s (vedi tabella 12).

Il volume d'acqua in eccesso rispetto alla portata massima capace di transitare in corrispondenza del collettore in esame è stato successivamente distribuito nelle aree depresse a monte dello stesso. Tali aree sono ben definite nella depressione della loc. Saline sbarrata a valle dalla la SS 16 adriatica.

7.2.1 Idrogramma di progetto

Al fine di verificare l'andamento dell'onda di piena con TR 100 nell'area delle Saline e conseguentemente poter definire le aree a varia pericolosità idraulica, è stato ricostruito un idrogramma di piena a partire da uno ietogramma discreto in cui è stato suddiviso il tempo di pioggia critico posto uguale al tempo di corrivazione (tc) in sei porzioni di durata media pari a 0,2166 ore ciascuna. Per ciascun intervallo discreto, si è calcolata l'altezza di pioggia direttamente dalla curva di possibilità pluviometrica con Tr 100 imponendo comunque che la somma dei parziali non possa superare l'altezza di pioggia corrispondente al tempo critico di 1,3 ore.

Con il metodo delle isocorrive è stato suddiviso il bacino idrografico dell'area Saline in n. 6 aree (A1...A6) ciascuna corrispondente ad una fascia di territorio compreso tra due isocorrive successive.

Si è ricostruito l'idrogramma di piena discreto per Tr 100 calcolando, secondo lo schema di Figura 34 il contributo di ciascuna area "An" in funzione dell'Intensità di pioggia I nel tempo, ricavata dallo ietogramma di progetto Figura 35 e del coefficiente di deflusso 0,4.

aree (kmq)		coeff. deflusso c	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	Portata Q (mc/s)
		Intensità di pioggia I (mm/ora)	i1	i2	i3	i4	i5	i6	
			ore	CONTRIBUTO DI PORTATA (mc/s)					
		0,00							0,00
A1	0,03	0,22	0,07						0,07
A2	0,05	0,43	0,11	0,11					0,22
A3	0,12	0,65	0,25	0,17	0,85				1,28
A4	0,13	0,87	0,28	0,39	1,35	0,16			2,19
A5	0,18	1,08	0,38	0,44	3,08	0,26	0,08		4,24
A6	0,50	1,30	1,08	0,60	3,39	0,59	0,13	0,06	5,86
		1,52		1,69	4,67	0,65	0,31	0,10	7,41
		1,73			13,18	0,89	0,34	0,22	14,62
		1,95				2,52	0,46	0,24	3,22
		2,17					1,31	0,33	1,64
		2,38						0,93	0,93

Figura 34 - portata di deflusso Q nel tempo in funzione delle aree A_n in cui è stato suddiviso il bacino e delle intensità di pioggia i_m derivate dallo ietogramma di progetto di Figura 35

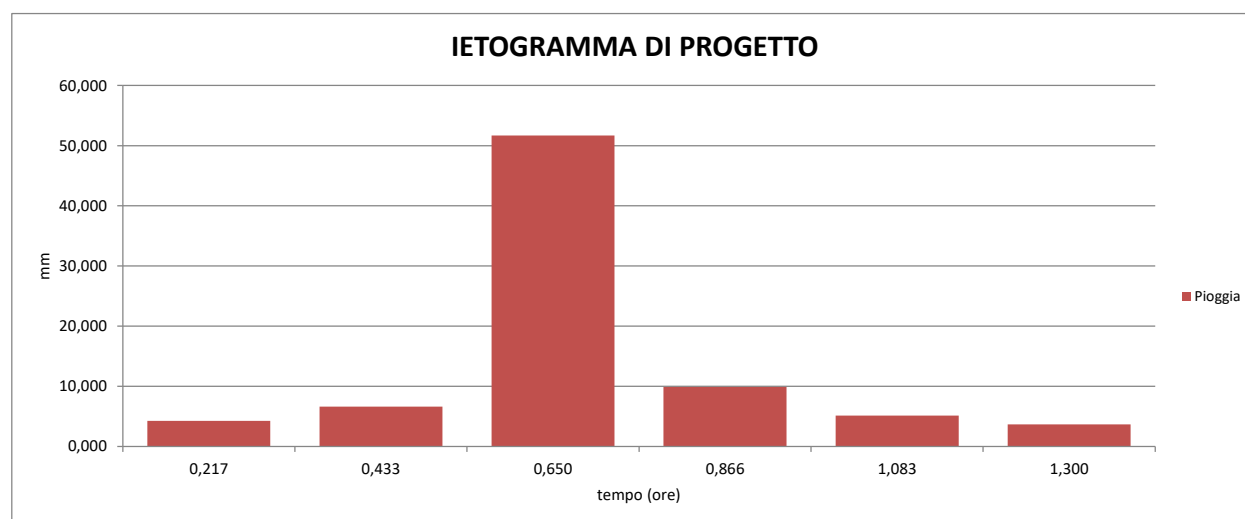


Figura 35 – Ietogramma di progetto

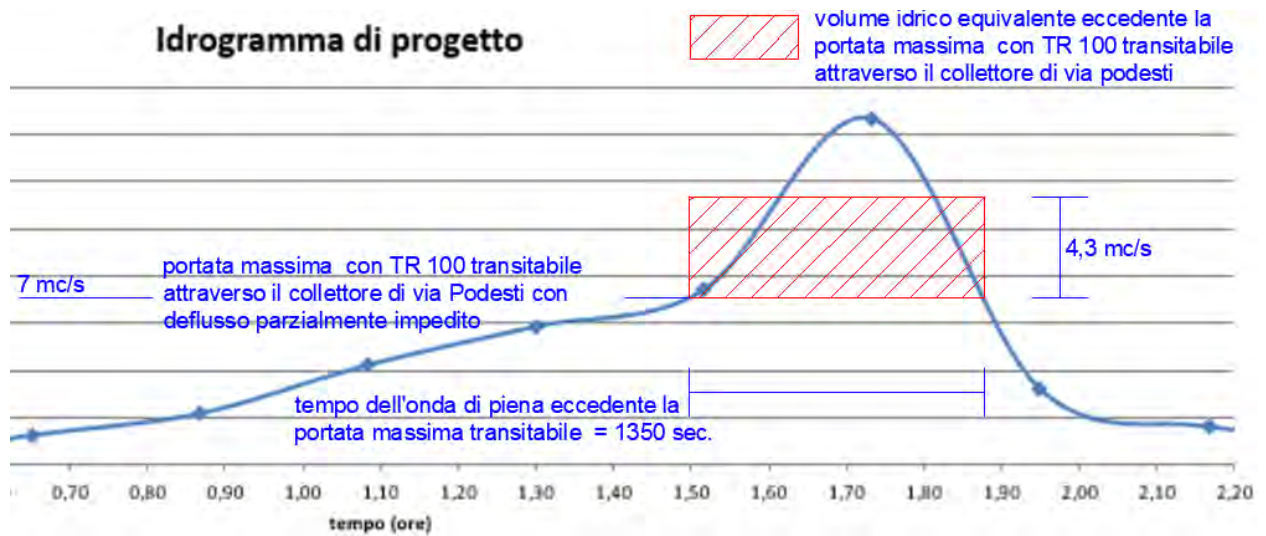
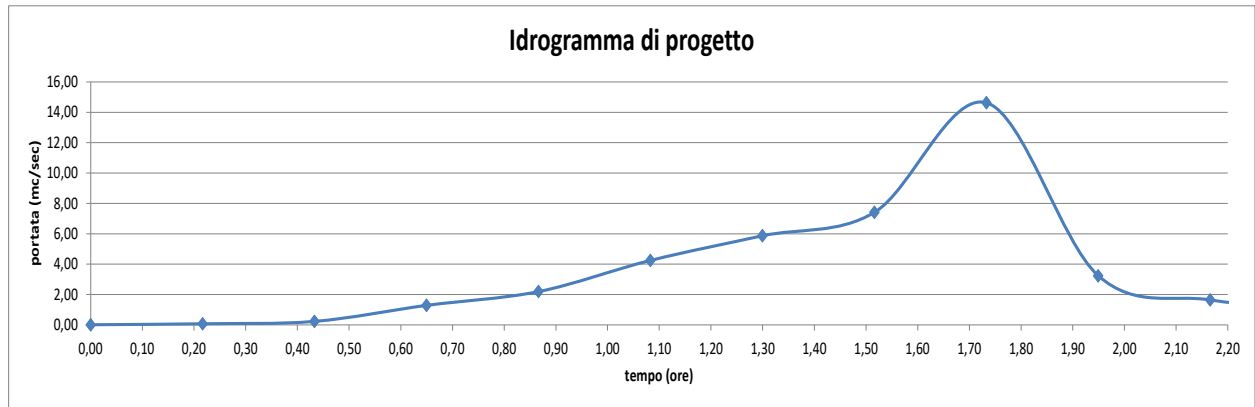


Figura 36 - Idrogramma di piena costruito con il metodo delle isocorve a partire dallo ietogramma discreto di progetto di Figura 35.

L'elaborazione dell'idrogramma di piena con TR 100 fornisce il volume idrico di esondazione:

$$4,3 \text{ mc/s} \times 1350 \text{ s} = 5.805 \text{ mc.}$$

Nel caso limite di collettore completamente ostruito, tutto il volume di pioggia, ovvero l'intera area sottesa dall'idrogramma di piena, contribuirà all'esondazione dell'area depressa in loc. Saline. In tale caso limite, con analoghi calcoli si ottiene un volume di esondazione paria a 31.500 mc circa.

7.2.2 Definizione delle aree a pericolosità idraulica

Il meccanismo di esondazione ipotizzato, ovvero per rigurgito in corrispondenza del collettore di scarico a causa di condizioni avverse del livello marino, i relativi volumi idrici quantificati mediante l'elaborazione dell'idrogramma di piena e le osservazioni morfologiche effettuate in sito e topografiche realizzate mediante l'ausilio della carta tecnica comunale di dettaglio in scala 1:2000, hanno permesso di identificare le aree depresse in continuità con il punto di rigurgito.

Specificatamente l'area depressa in loc. Saline posta al di sotto della quota topografica di 2,0 m s.l.m. ha un'estensione di circa 104.000 mq (vedi Fig.37 e planimetria allegata) e rappresenta il naturale punto di espansione dell'eventuale esondazione.

Nella tabella sottostante sono stati distribuiti i volumi d'acqua nella fascia di territorio morfologicamente omogenea potenzialmente inondabile nelle due condizioni di deflusso parzialmente impedito o completamente impedito, per definire i tiranti delle aree inondabili nello stato attuale e nella condizione di mitigazione proposta, ovvero di innalzamento del piano campagna delle aree in variante:

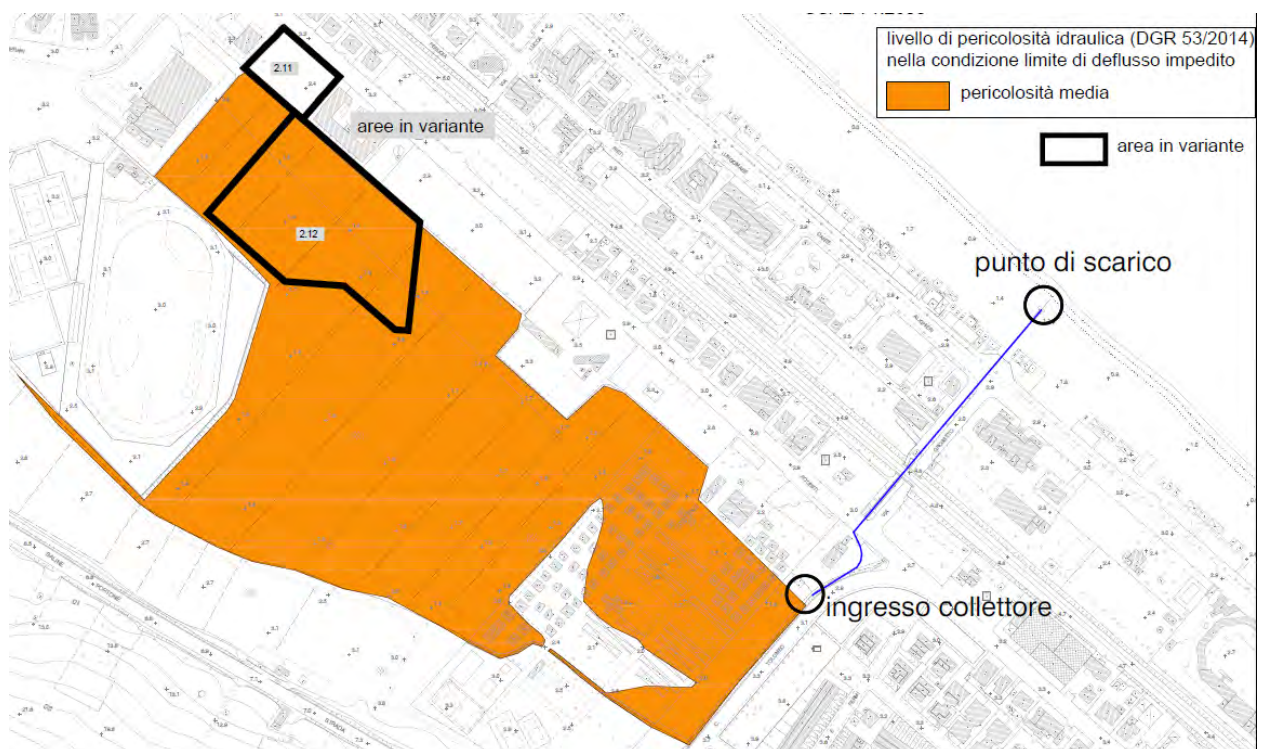
condizione di deflusso al collettore di via Podesti	volume d'acqua laminato (mc)	area depressa inferiore a 2 m s.l.m. (mq)	tirante medio (m)	opera di mitigazione (mq)	area netta di laminazione (mq)	tirante post operam (m)
deflusso parzialmente impedito	5.805	104.000	0,056	13.800	90.200	0,064
deflusso completamente impedito	31.500	104.000	0,303	13.800	90.200	0,349

Tabella 13: scenari di allagamento dell'area in loc. Saline nello stato attuale e successivamente alle opere di mitigazione

In base ai contenuti della DGR 53/14 il valore di 0,3 m del tirante è utile a discriminare le aree a pericolosità bassa (<0.3) da quelle a pericolosità media (>0.3). Nel caso specifico l'area delle Saline può essere definita a pericolosità idraulica media solo nello scenario limite di deflusso idrico completamente impedito. Comunque, anche in tale scenario, il tirante idrico si attesta appena sopra il limite dei 30 cm, mentre nello scenario di deflusso parzialmente impedito l'area andrebbe classificata come a "pericolosità bassa" stante un tirante medio di pochi centimetri (5,6 cm).

L'opera di mitigazione proposta per le aree in variante, consistente nell'innalzamento del piano campagna al di sopra della quota di 2,0 m slm, in base alla simulazione effettuata, produrrebbe (vedi Tabella 13) un innalzamento del tirante, nei due scenari di deflusso parzialmente impedito e completamente impedito, rispettivamente di circa 1 cm e 4,5 cm. ovvero di grandezze poco significative nella realtà e non apprezzabili alla scala di rappresentazione utilizzata nella planimetria allegata - "pericolosità idraulica dell'area Saline".

Figura 37: aree a pericolosità idraulica definite nelle condizioni maggiormente sfavorevoli di deflusso impedito e TR 100 (vedi anche Tav.3)



7.3 Compatibilità idraulica delle aree 2.11 e 2.12 in variante.

In base alla verifica ed alla perimetrazione effettuata, si è individuata la fascia di pericolosità idraulica dell'area depressa delle Saline secondo scenari differenti di deflusso idrico. L'area in variante 2.11 risulta esterna alla fascia individuata mentre l'area 2.12 è interna. L'area 2.11 è dunque idraulicamente compatibile alla trasformazione urbanistica proposta, mentre per l'area 2.12 la compatibilità idraulica della trasformazione è condizionata alla realizzazione di opere di mitigazione consistenti nell'innalzamento del piano campagna al di sopra di 2,0 m slm.




Nella condizione maggiormente cautelativa di deflusso idrico completamente impedito e innalzamento di tutta l'area in variante e non solo dell'area di sedime della futura scuola, gli effetti della mitigazione produrranno un innalzamento del tirante di pochi centimetri e dunque non significativo ai fini della definizione della pericolosità idraulica dell'area e di quelle circostanti. In base alla realizzazione delle opere di mitigazione e alle considerazioni sopra esposte, è possibile definire idraulicamente compatibile alla trasformazione urbanistica proposta, anche l'area in variante 2.12.


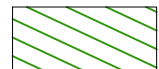
Li, settembre 2020

TAVOLA 1 - AREE DI PERICOLOSITA' IDRAULICA DEL fosso MARIGNANO
- SCALA 1:3000



livelli di pericolosità idraulica
(DGR 53/2014)

-  pericolosità elevata
-  pericolosità media
-  pericolosità bassa

-  area in variante
-  aree agricole

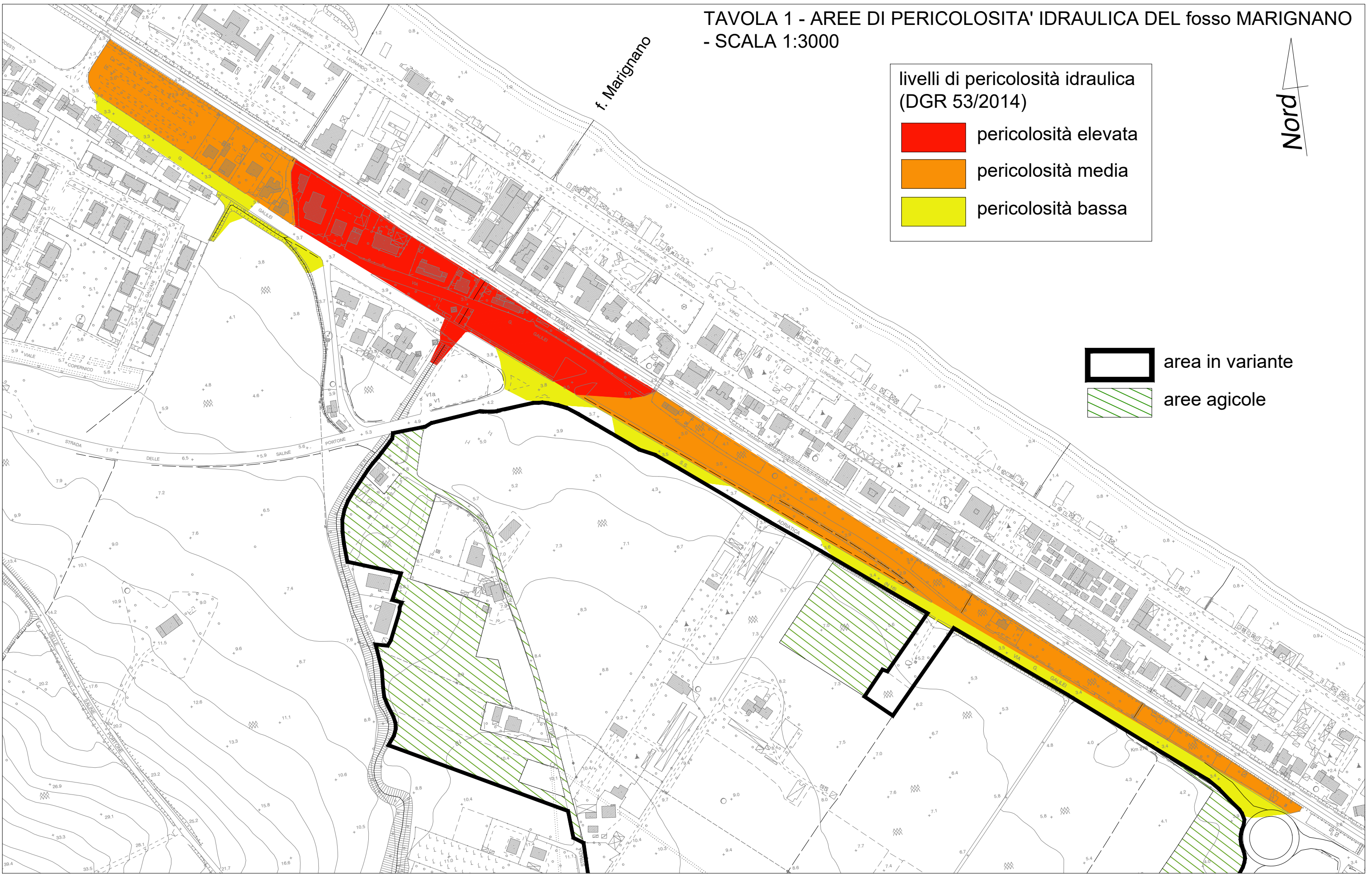
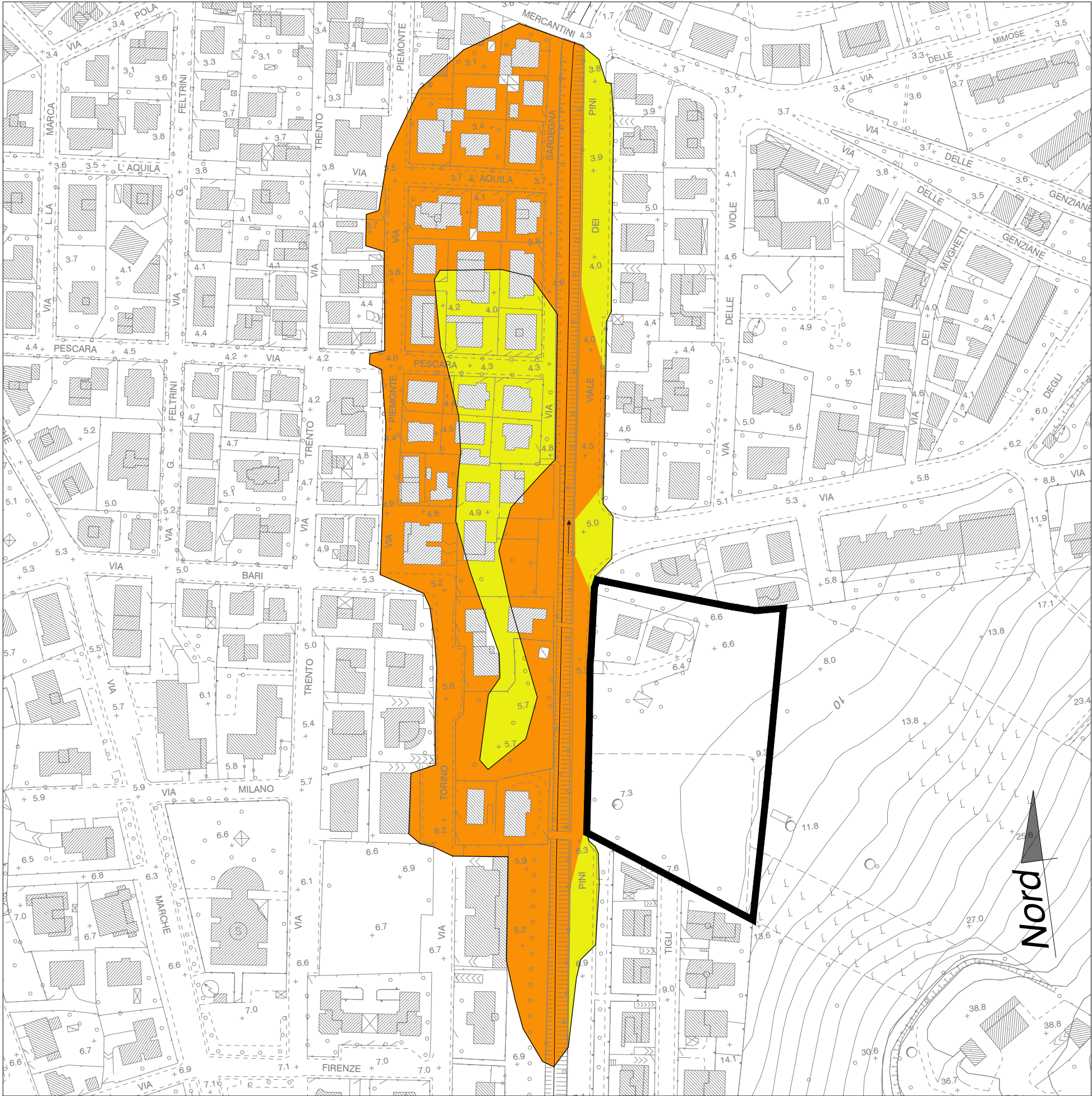




TAVOLA 2 - AREE di PERICOLOSITA' IDRAULICA del
fosso Sant'Angelo - SCALA 1:2000




livelli di pericolosità idraulica
(DGR 53/2014)


-  pericolosità media
-  pericolosità bassa

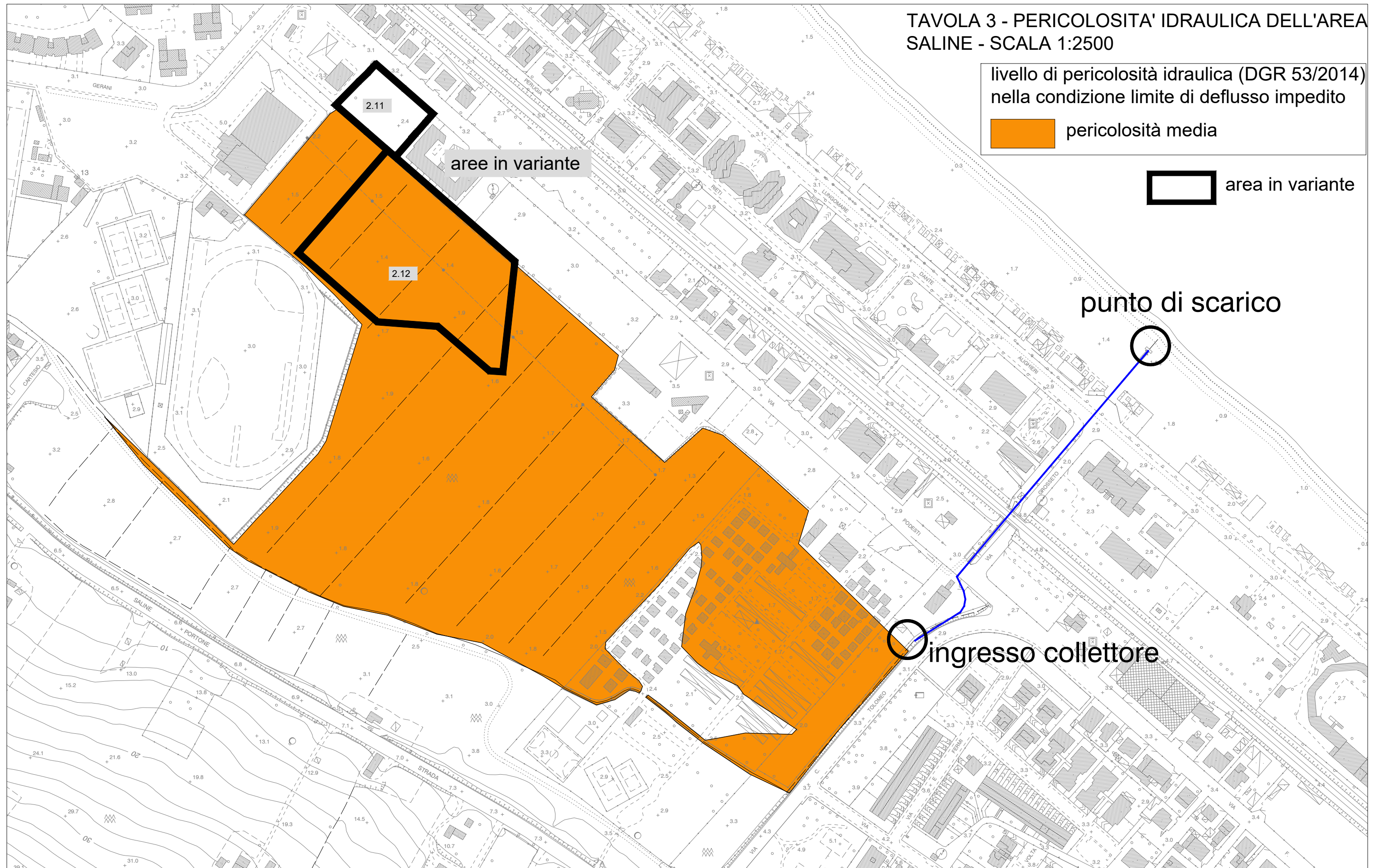
 area in variante

TAVOLA 3 - PERICOLOSITA' IDRAULICA DELL'AREA
SALINE - SCALA 1:2500

livello di pericolosità idraulica (DGR 53/2014)
nella condizione limite di deflusso impedito

 pericolosità media

 area in variante



aree in variante

punto di scarico

ingresso collettore