

**REGIONE VENETO**  
PROVINCIA DI VICENZA  
COMUNE DI TORRI DI QUARTESOLO

**Procedimento VIA**

(art.27 bis, comma 3, d.Lgs 152/2006 e ss.mm.e ii. del 18/09/2018 prot. 60812)

**PROGETTO DI UN IMPIANTO  
PER IL RECUPERO DEI RIFIUTI NON PERICOLOSI**

**Integrazioni alla Valutazione di Compatibilità Idraulica  
in risposta ai quesiti a) e b) evidenziati dall'autorità di Bacino Alpi Orientali –  
Ufficio di Venezia del 04/09/2018, prot.n.0003082/INFRA**

**COMMITTENTE**

**F.Ili FAVA s.n.c. di Andrea, Cristian & C.  
Strada Bisortole n.3  
36100 Vicenza (VI)**



**STUDIO ING. GIACOMO LUIGI CELI**

Via Brega, 158/B - 36027 Rosà (VI)  
Tel. 338.7253154

E-mail: celi\_giacomo@hotmail.com  
PEC: giacomo.celi@ingpec.eu  
P.IVA 03981320249



**Emissione: 20 Ottobre 2018**

## INDICE

1	PREMESSE .....	3
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED IDROGRAFICO .....	4
3	ELABORAZIONE DELLE PRECIPITAZIONI .....	9
3.1	Premesse .....	9
3.2	Analisi idrologica.....	9
3.3	Curva di possibilità pluviometrica adottata .....	11
4	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI PROGETTO .....	14
4.1	Determinazione del coefficiente di deflusso medio e della classe d'intervento .....	16
5	SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DAL COMPARTO .....	19
5.1	Premessa .....	19
5.2	Calcolo delle portate meteoriche in UMI 1 .....	19
5.3	Calcolo delle portate meteoriche in UMI 2.....	21
5.4	Schema riassuntivo dei bacini e dei volumi di invaso .....	22
6	INTERVENTI DI CONTROLLO DEGLI INQUINANTI NELLE UMI .....	23
6.1	Ambito normativo .....	23
6.2	Caratteristiche delle acque scaricate .....	24
7	P.A.I.: VALUTAZIONI IN MERITO ALL'ART. 8 DELLE NORME DI ATTUAZIONE .....	25
7.1	Piano di Gestione del Rischio Ambientale: scenario di media probabilità (Tr=100 anni) .....	26
8	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	29

## 1 PREMESSE

Il presente studio di Compatibilità Idraulica è inerente ad un intervento di iniziativa privata della proponente F.Ili Fava s.n.c. di Vicenza.

Esso ha come oggetto il trasferimento dell'attuale insediamento produttivo per il recupero e riciclaggio di inerti sito in Comune di Vicenza, tal quale in una nuova area posta lungo via Longare a Torri di Quartesolo.

Il progetto ha richiesto l'attivazione di un procedimento di V.I.A. ai sensi dell'art. 27-bis del D.Lgs. 152/20016 e ss. mm. e ii. , prof. n.54229 del 14 agosto 2018. Ad oggi il rilascio del provvedimento autorizzativo unico è in sospeso per la richiesta di documentazione integrativa, avanzata da diversi Enti coinvolti.

In particolare, la presente relazione andrà a sostituire lo Studio di Compatibilità Idraulica redatto dall'ing. Savio Alex redatto in data 22/02/2018 per conto della Committente e di cui il Bacino Alpi Orientale ha già espresso una prima valutazione in data 04/09/2018 con prof. n. 57960, ritenendo non sufficienti gli argomenti trattati, con particolare riferimento in merito alle eventuali misure di mitigazione del rischio da prevedere con l'intervento, in ragione delle mappe di allagabilità previste nel PGRA con scenario di media probabilità ( $Tr=100$  anni).

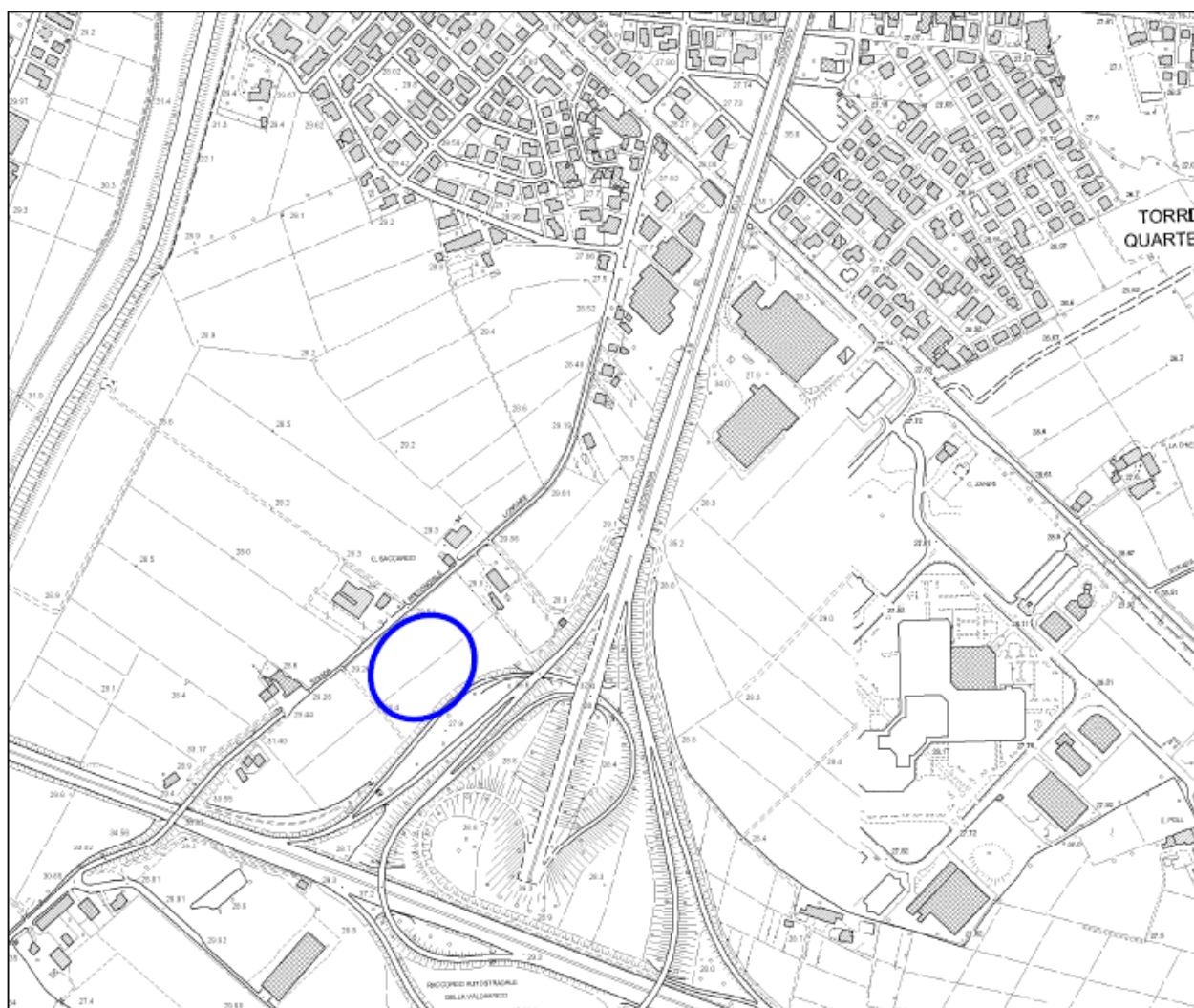


Fig. 1 – Inquadramento territoriale dell'ambito di intervento – Estratto da CTR sez.125080.

## 2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED IDROGRAFICO

L'insediamento in progetto si svilupperà su un'area di circa 15.804 m<sup>2</sup> (1,58ha) nel Comune di Torri di Quartesolo in vicinanza del Centro Acquisti "Le Piramidi" .

Essa è accatastata al Foglio 5°, mappali 174, 176, 182, 184, 185, 186, 187 e 915, e confina ad ovest con la via Longare, a nord e a sud con altre proprietà di tipo agricolo e ad est con la proprietà della società Autostrada Brescia, Verona, Vicenza, Padova S.p.a.

Più a ovest oltre via Longare, vi sono altri insediamenti di tipo artigianale e residenziale, che risultano circondati da aree a vocazione agricola.

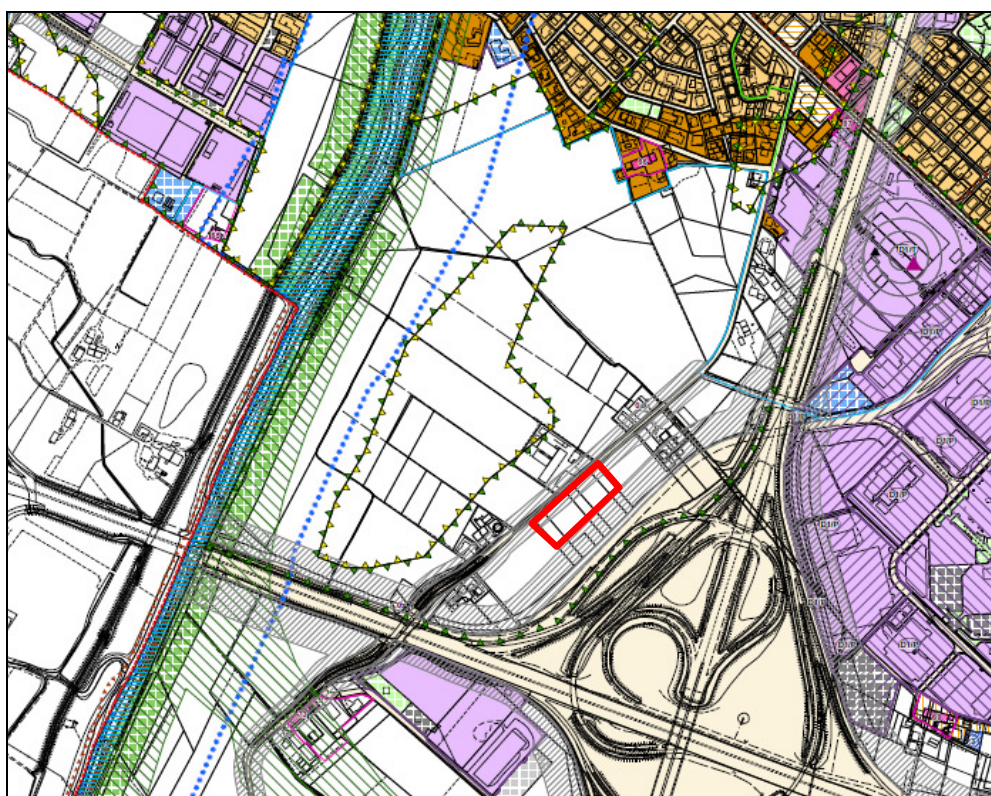


Fig. 2 – Estratto del Piano degli interventi (Tav. b05 01 01 – Zonizzazione, scala 1: 5000) con evidenziata l'area di intervento (linea rossa) rispetto al fiume Tesina (linea blu).

L'andamento orografico del terreno è variabile attorno alla quota media di 29,50m s.m.m., con profilo degradante da nord-ovest verso est, dove il deflusso delle acque meteoriche viene raccolto nello scolo posto a margine dello svincolo della tangenziale.

Dalle indagini geologiche condotte sul sito, la falda risulta avere lo stesso tipo di deflusso mantenendosi a quota variabile tra -1.5m e -2.3m dal piano campagna (cfr. fig.6). Le stesse hanno restituito dei valori di permeabilità molto bassi, compresi tra  $1,23 \times 10^{-5}$  cm/s e  $6,04 \times 10^{-6}$  cm/s.



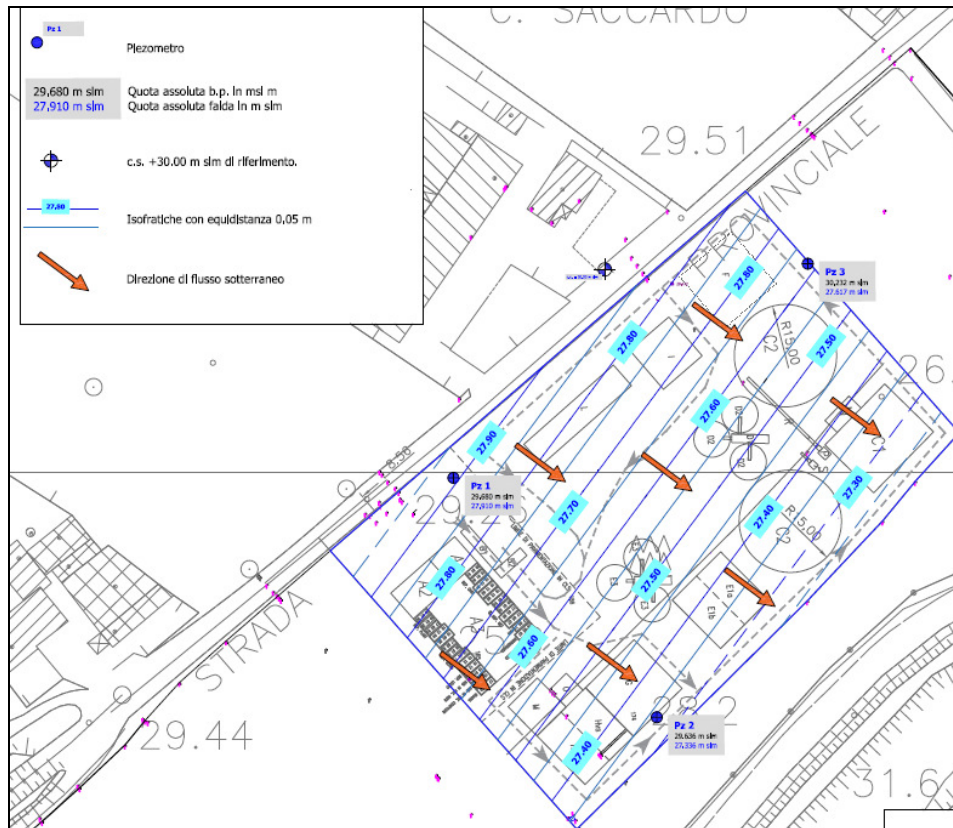


Fig. 3 - Carta delle isofreatiche rilevate ad ottobre del 2017 (dallo studio del dott. Geol. Chendi INGEO SINTESI, Gennaio 2018)

In termini idrografici, il territorio comunale appartiene al sistema idrografico del **Bacino del Bacchiglione**. In particolare, l'ambito d'intervento appartiene al bacino del Tesina che scorre 500m più ad ovest e vede nello **scolo Settimo** il suo affluente principale.

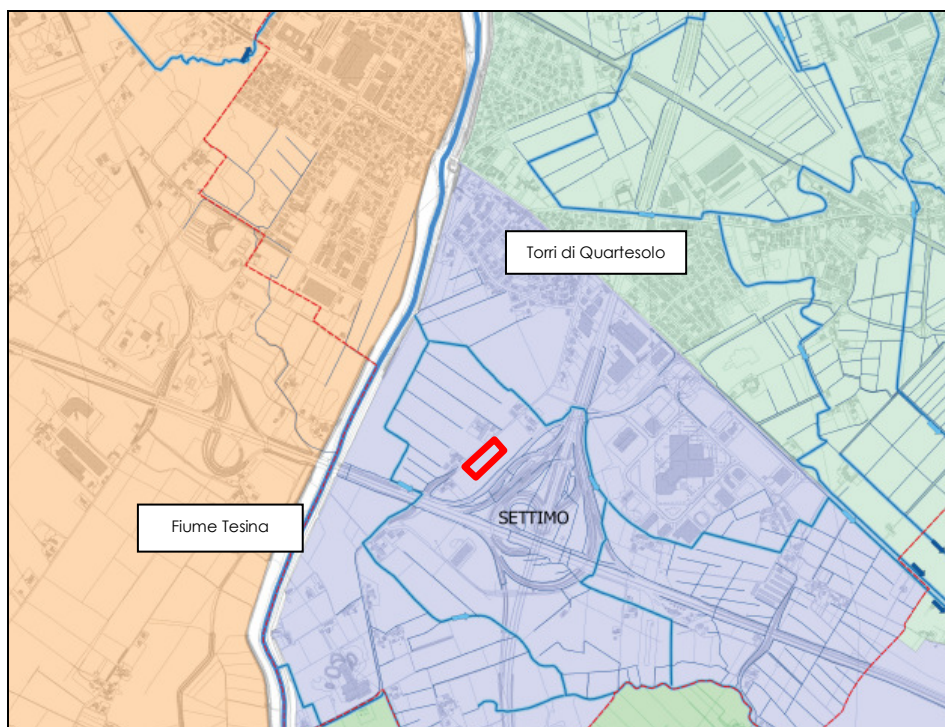


Fig. 4 – Estratto dal Piano delle Acque del Comune di Torri di Quartesolo (aa.2018)

Le acque di precipitazione vengono raccolte prima negli scoli agricoli, che vengono uniti da quelli consortili di competenza del Consorzio Brenta di Cittadella. Il più grande di questi è lo scolo Settimo, che raccoglie le acque a sud dell'abitato di Torri e compie un anello, con pendenza da sud-est a nord-ovest, fino ad una stazione di sollevamento che rilancia le acque verso il Tesina.

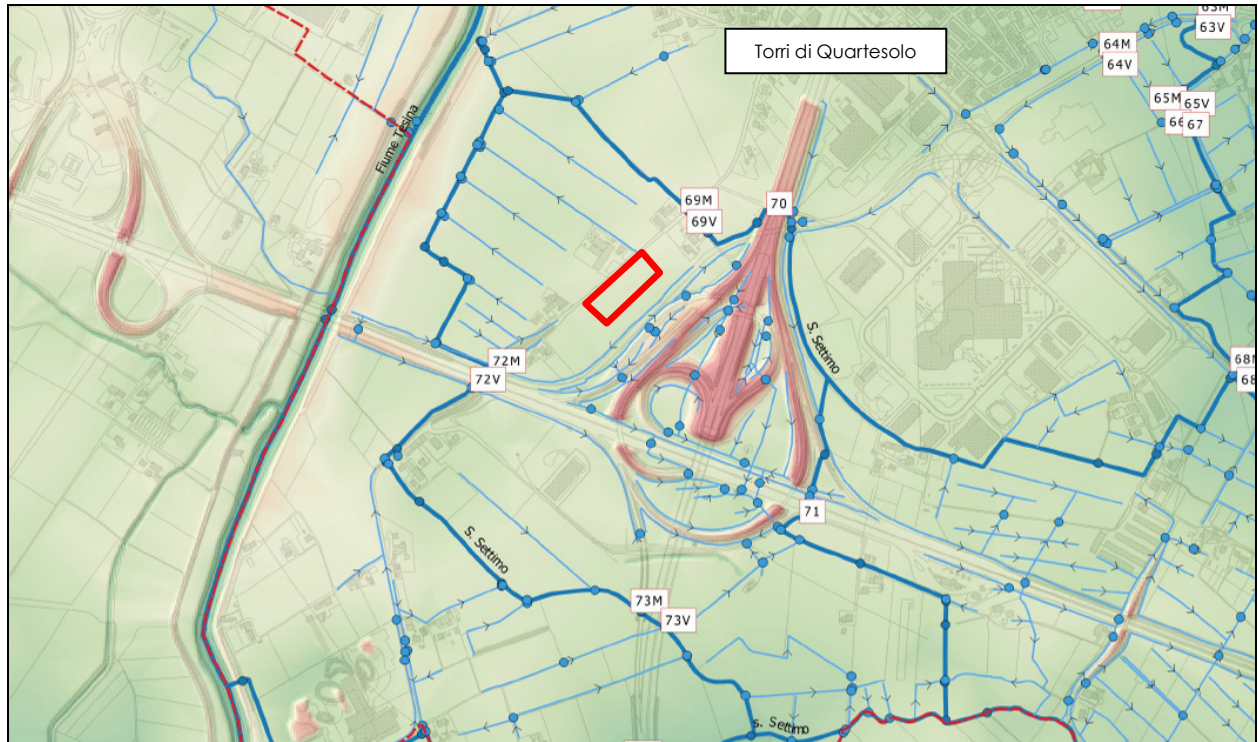


Fig. 5 – Estratto della Tav.4 del Piano delle Acque del Comune di Torri di Quartesolo (aa.2018)

I terreni dove verrà realizzato l'intervento soffrono di una rete di drenaggio spesso incerta e priva di una direzione specifica di deflusso. Infatti, come documentato dalla relazione fotografica allegata, l'acqua tende spesso a ristagnare, per effetto dell'interramento dei fossi o dei tombotti di scarico.



Fig. 6 – Estratto della Tav.11 del Piano delle Acque (aa.2018): esempio di interrimento di un tombotto situato a nord dell'area di intervento.



Tuttavia una scolina a margine di via Longare rappresenta l'ideale recettore per la rete di raccolta delle acque meteoriche (linea di talweg allo scarico a circa 28,90m s.m.m.).

La stessa relazione idraulica allegata al Piano delle Acque del Comune di Torri, evidenzia quali scoli vanno liberati dalle erbacce o ripuliti i capofossi (interventi di tipo I01 e I02 nella Tav.10).

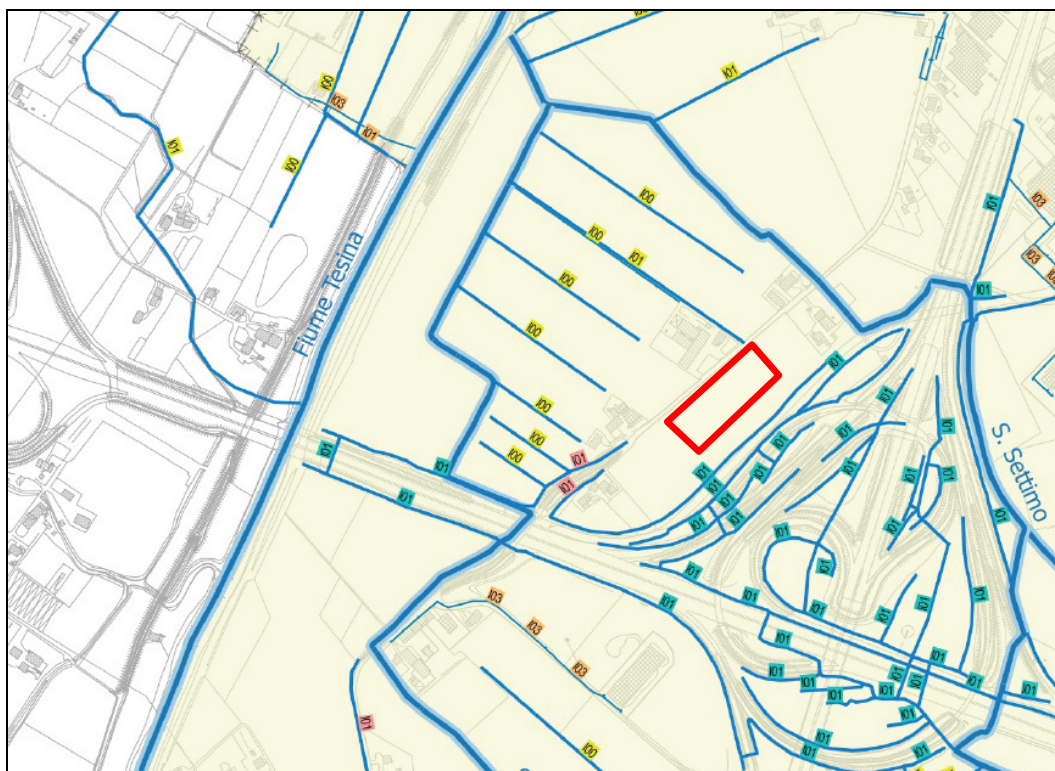


Fig. 7 – Piano di Tutela delle Acque (aa.2018): estratto della Tav.10 degli interventi, con evidenziati i corsi d'acqua e il grado di innterrimento.

Come riportano le tavole del rischio idraulico elaborate dal P.A.I., sull'area non sussistono vincoli idrogeologici: le aree immediatamente a sud, oltre la S.S. 11, sono interessate da un rischio idraulico medio, ma non sono influenzate dalle opere previste in progetto: l'ambito di interesse rimane esterno alle aree pericolose o alle "zone di attenzione".

Il piano per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico dei fiumi Brenta-Bacchiglione (P.A.I.) classifica le aree soggette ad allagamento mediante 4 indicatori di pericolosità idraulica considerando, oltre ai risultati derivanti dalle modellazioni numeriche bidimensionali effettuate, anche tutti gli eventi e rotte storiche significative accadute negli anni passati:

- P1 – Pericolosità idraulica moderata: aree soggette ad allagamenti storici e/o aree allagabili con un'altezza d'acqua, derivante dal modello, inferiore ad 1 metro;
- P2 – Pericolosità idraulica media: aree soggette ad allagamenti con altezze d'acqua, derivante dal modello, superiori al metro;
- P3 – Pericolosità idraulica elevata: aree soggette ad ingenti allagamenti confermati dal fattore storico o dal cattivo stato di manutenzione delle opere arginali (rotte o sormonti)
- P4 – Pericolosità idraulica molto elevata: aree soggette a continui allagamenti, come ad esempio le casse di espansione.

Come evidenziato nella figura seguente, gli interventi ricadono in un'area classificata con pericolosità P1 – moderata e tiranti d'acqua sotto il metro di altezza.

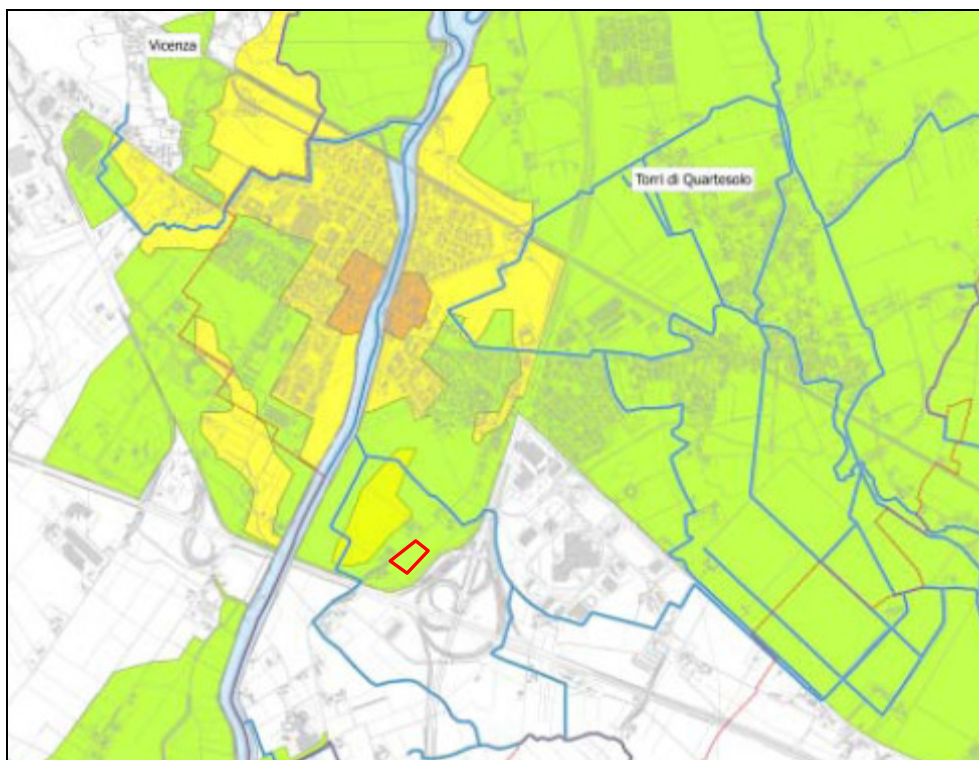


Fig. 8 – Carta delle Pericolosità: Piano Stralcio per l'assetto Idrogeologico del Bacino dei fiumi Brenta-Bacchiglione

La tavola delle Fragilità allegata al P.A.T. del Comune di Torri di Quartesolo evidenzia che sulle aree di intervento non sussistono particolari criticità idrauliche, inserendosi all'esterno di ogni fascia di rispetto idraulico fasce di profondità di 100 mt dai corsi d'acqua e laghi art.41 L.R. 11/2004).

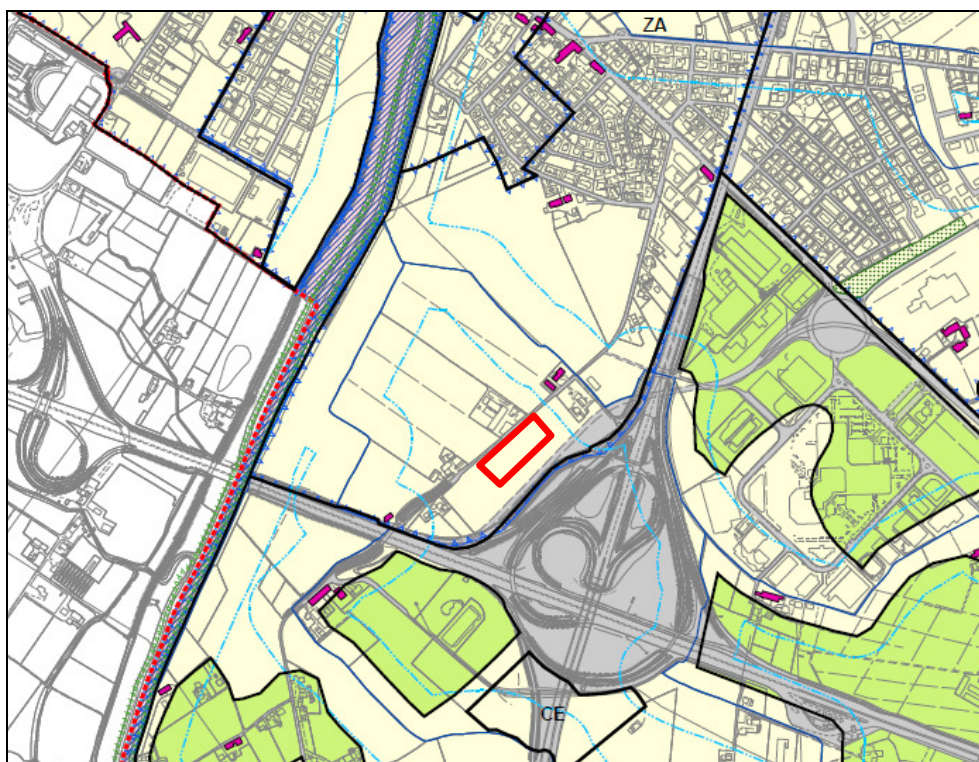


Fig. 9 –Carta delle fragilità (tavola 3 del P.A.T.), con evidenziate l'area di intervento (linea rossa) e la posizione rispetto alle fasce di rispetto idraulic (linee tratteggiate azzurre).



### 3 ELABORAZIONE DELLE PRECIPITAZIONI

#### 3.1 PREMESSE

La presente relazione è volta al calcolo delle portate attualmente afferenti alla superficie occupata dall'intervento, nonché all'individuazione delle misure compensative da realizzare in seguito all'inserimento delle opere previste in progetto, al fine di garantire l'equilibrio idraulico dell'intera area e di quelle ad essa collegate.

Il D.G.R. n. 2948 del 6 ottobre 2009 accorpa alcune disposizioni emesse con decreti precedenti ed impone che ogni amministrazione comunale si doti di strumento urbanistico, le cui varianti devono essere obbligatoriamente accompagnate da uno studio di compatibilità idraulica, volto a dimostrare che il livello di rischio idraulico presente nella zona di riferimento non è aggravato dalle nuove previsioni urbanistiche e che quest'ultime non pregiudicano la possibilità di riduzione del rischio stesso.

Inoltre, per eseguire una buona progettazione, il P.T.C. della Provincia di Vicenza indica i seguenti indirizzi per ridurre il rischio idraulico:

- creazione di appositi bacini di laminazione delle piene;
- mantenimento (per quanto possibile) dei volumi di invaso disponibili sul territorio;
- neutralizzazione in loco di eventuali incrementi di portata dovuti ad interventi di urbanizzazione;
- incremento del potere disperdente del suolo.

Di conseguenza, ogni valutazione sull'impatto idraulico generato dagli interventi in oggetto dev'essere commisurata a valori di precipitazione comunemente reperibili in letteratura.

I dati così ottenuti, consentono di elaborare le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento, con tempo di ritorno di 50 anni, come richiesto dal D.G.R. n. 2948 e di conseguenza stimare il valore della portata meteorica massima, al colmo della piena con il quale dimensionare i dispositivi idraulici.

#### 3.2 ANALISI IDROLOGICA

Per il calcolo idrologico della massima precipitazione si è fatto riferimento alla stazione pluviografica di Vicenza (latitudine Nord 45°34'17,16"- longitudine Est 11°31'50,28"), ricadente nel bacino denominato "Bacchiglione" e posta a 53m s.l.m., la quale è rappresentativa del territorio in esame.

L'analisi semiprobabilistica delle misure effettuate risulta tanto più attendibile quanto più risultano essere numerosi i rilevamenti a disposizione. Nel nostro caso l'analisi pluviometrica dispone per lo più di valori massimi annui registrati in uno specifico sito e per la medesima durata di precipitazione. Pertanto, la previsione ottenuta ha carattere esclusivamente locale, cioè deve considerarsi valida solo entro una ragionevole distanza dal punto di misura.

Per il periodo compreso fra il 1938 e il 1990, è possibile disporre di una serie storica di osservazioni abbastanza estesa, sia per i cosiddetti scrosci o eventi meteorologici aventi durata di più minuti (15, 30 e 60 minuti) che per piogge di durata oraria (1,3,6,12,24 ore).

Nelle tabelle di pagina seguente sono riportati i valori registrati, per anno di rilevamento.

N.	INTERVALLO IN MINUTI			INTERVALLO IN MINUTI			INTERVALLO IN MINUTI		
	15			30			60		
	h(mm)	$x^2-(h-M)^2$	Anno	h(mm)	$x^2-(h-M)^2$	Anno	h(mm)	$x^2-(h-M)^2$	Anno
1				15.3	76.45	1938	21.0	112.27	1938
2				15.0	83.85	1939	16.0	243.22	1939
3				23.0	1.34	1940	29.0	6.74	1940
4				29.1	24.43	1941	59.0	751.00	1941
5				30.0	34.14	1942	43.6	144.10	1942
6				23.4	0.57	1943	39.8	67.31	1943
7				45.0	434.42	1946	24.4	51.78	1946
8				27.0	8.08	1947	63.6	1024.28	1947
9				25.0	0.71	1948	30.8	0.63	1948
10				12.0	147.80	1949	33.0	1.97	1949
11				18.2	35.49	1950	16.6	224.87	1950
12				20.2	15.66	1951	21.0	112.27	1951
13				17.6	43.00	1952	27.4	17.60	1952
14	15.8	3.96	1953	22.8	1.84	1953	29.6	3.98	1953
15	20.0	4.88	1954	29.0	23.45	1954	27.8	14.41	1954
16	15.0	7.79	1955	25.0	0.71	1955	58.0	697.19	1955
17	12.0	33.53	1956	20.0	17.28	1956	29.8	3.22	1956
18	15.0	7.79	1957	19.0	26.60	1957	31.6	0.00	1957
19	11.5	39.58	1958	15.4	76.69	1958	23.0	73.89	1958
20	26.0	67.39	1959				22.0	92.08	1959
21	36.0	331.57	1960	36.0	140.25	1960	31.6	0.00	1960
22	18.0	0.04	1961				36.0	19.40	1961
23	10.0	60.70	1962				25.6	35.95	1962
24	17.8	0.00	1963				17.0	213.03	1963
25	18.2	0.17	1964	28.8	21.56	1964	31.0	0.35	1964
26	10.6	51.71	1965	11.8	152.70	1965	34.2	6.78	1965
27	14.4	11.50	1966	17.2	48.40	1966	20.4	125.34	1966
28	30.0	149.06	1967	50.0	667.85	1967	23.0	73.89	1967
29	25.4	57.90	1968	37.0	164.94	1968	80.0	2342.98	1968
30	11.2	43.44	1969	20.0	17.28	1969	51.0	376.53	1969
31	14.0	14.37	1970	20.8	11.27	1970	30.0	2.55	1970
32	21.6	14.51	1971	21.6	6.54	1971	22.2	88.28	1971
33	19.0	1.46	1972	29.2	25.43	1972	21.6	99.91	1972
34	17.6	0.04	1975	22.0	4.65	1975	30.6	0.99	1975
35	27.6	96.22	1976	35.6	130.94	1976	32.6	1.01	1976
36	14.6	10.18	1977	14.6	91.34	1977	37.2	31.41	1977
37	13.0	22.95	1978	22.0	4.65	1978	14.6	288.85	1978
38	16.6	1.42	1981	19.6	20.77	1981	29.0	6.74	1981
39	24.0	38.55	1982	31.4	52.46	1982	22.6	80.92	1982
40	15.8	3.96	1983	30.0	34.14	1983	32.0	0.16	1983
41	16.8	0.98	1984	24.2	0.00	1984	36.2	21.20	1984
42	27.0	84.81	1986	28.0	14.77	1986	29.4	4.52	1986
43	14.4	11.50	1987	19.2	24.57	1987	28.0	12.93	1987
44	14.0	14.37	1988	25.0	3.40	1988	25.0	31.31	1988
45	18.0	0.04	1989	28.6	19.74	1989	32.8	1.45	1989
46	6.2	134.35	1990	9.0	229.74	1990	31.8	0.04	1990
Anni			33			42			46

Fig. 10 – Tabella delle registrazioni alla stazione meteorologica di Vicenza, per il periodo compreso dal 1938 al 1990: scrosci di durata 15, 30 e 60 minuti.

N.	INTERVALLO DI ORE			INTERVALLO DI ORE			INTERVALLO DI ORE			INTERVALLO DI ORE			INTERVALLO DI ORE		
	h(mm)	$x^2-(h-M)^2$	Anno	h(mm)	$x^2-(h-M)^2$	Anno	h(mm)	$x^2-(h-M)^2$	Anno	h(mm)	$x^2-(h-M)^2$	Anno	h(mm)	$x^2-(h-M)^2$	Anno
1	21.0	91.66	1938	24.4	201.96	1938	38.8	50.50	1938	39.4	244.05	1938	44.8	779.62	1938
2	16.0	212.40	1939	23.2	237.50	1939	32.0	193.40	1939	46.4	74.34	1939	51.5	450.36	1939
3	29.0	2.48	1940	36.4	4.89	1940	40.0	34.89	1940	55.6	0.33	1940	55.9	282.97	1940
4	43.6	169.68	1941	46.0	54.60	1941	59.0	171.44	1941	70.0	224.33	1941	70.0	7.41	1941
5	39.8	65.12	1942	42.4	14.36	1942	48.6	7.25	1942	48.6	41.24	1942	77.4	21.89	1942
6	24.4	38.12	1943	27.5	123.46	1943	40.0	34.89	1943	43.2	139.76	1943	58.6	199.42	1943
7	63.6	1090.72	1946	74.0	1252.37	1946	75.2	868.10	1946	89.0	1154.49	1946	94.8	487.45	1946
8	30.8	0.05	1947	38.0	0.37	1947	38.4	56.35	1947	42.0	169.58	1947	44.4	802.12	1947
9	33.0	5.89	1948	35.6	9.07	1948	36.8	82.93	1948	48.0	49.31	1948	66.4	39.96	1948
10	16.6	195.27	1949	37.6	1.02	1949	40.6	28.16	1949	43.0	144.53	1949	70.8	3.69	1949
11	21.0	91.66	1950	25.6	169.29	1950	39.0	47.70	1950	46.8	67.60	1950	55.6	293.15	1950
12	27.4	10.07	1951	35.0	13.04	1951	36.0	98.14	1951	48.0	49.31	1951	81.6	78.82	1951
13	29.6	0.95	1952	46.2	57.59	1952	57.6	136.73	1952	85.4	922.81	1952	95.8	532.61	1952
14	27.8	7.69	1953	36.0	6.82	1953	39.8	37.29	1953	45.2	96.48	1953	64.8	62.75	1953
15	58.0	752.19	1954	75.4	1353.42	1954	79.6	1135.24	1954	80.6	654.22	1954	80.6	62.07	1954
16	29.8	0.60	1955	31.0	57.93	1955	38.8	50.50	1955	50.4	21.36	1955	66.0	45.18	1955
17	31.6	1.05	1956	32.2	41.10	1956	32.2	187.87	1956	42.0	169.58	1956	74.2	2.19	1956
18	23.0	57.36	1957	27.0	134.82	1957	43.0	8.45	1957	45.6	88.78	1957	59.4	177.47	1957
19	22.0	73.51	1958	37.6	1.02	1958	39.4	42.34	1958	46.0	81.40	1958	56.0	279.62	1958
20	31.6	1.05	1959	39.0	0.15	1959	43.6	5.32	1959	64.6	91.73	1959	82.6	97.58	1959
21	36.0	29.44	1960	36.0	6.82	1960	46.4	0.24	1960	54.8	0.05	1960	63.8	79.60	1960
22	25.6	24.74	1961	27.4	125.69	1961	27.4	342.50	1961	36.6	339.38	1961	53.2	381.10	1961
23	17.0	184.25	1962	29.6	81.20	1962	47.0	1.20	1962	60.2	26.81	1962	62.8	98.44	1962
24	31.0	0.18	1963	38.0	0.37	1963	39.0	47.70	1963	51.2	14.61	1963	55.2	307.01	1963
25	34.2	13.15	1964	40.0	1.93	1964	50.4	20.19	1964	55.8	0.60	1964	79.4	44.60	1964
26	20.4	103.51	1965	31.8	46.39	1965	36.2	94.22	1965	47.2	61.19	1965	53.4	373.33	1965
27	23.0	57.36	1966	38.6	0.00	1966	38.6	53.39	1966	43.2	139.76	1966	78.8	36.95	1966
28	80.0	2442.94	1967	120.0	6624.15	1967	137.0	8298.00	1967	38.4	276.30	1967	143.8	5052.12	1967
29	51.0	417.23	1968	71.2	1062.04	1968	90.8	2015.41	1968	91.4	1323.34	1968	95.2	505.27	1968
30	30.0	0.33	1969	39.8	1.41	1969	46.2	0.09	1969	48.2	46.54	1969	60.0	161.84	1969
31	22.2	70.12	1970	26.6	144.27	1970	26.6	372.75	1970	36.6	339.38	1970	48.0	611.16	1970
32	21.6	80.53	1971	21.6	289.38	1971	30.6	234.29	1971	38.8	263.16	1971	56.0	279.62	1971
33	30.6	0.00	1972	35.4	10.31	1972	41.2	22.15	1972	44.2	117.12	1972	63.4	86.89	1972
34	32.6	4.11	1975	33.2	29.28	1975	33.2	161.46	1975	57.0	3.91	1975	81.0	68.53	1975
35	37.2	43.91	1976	42.0	11.48	1976	42.4	12.30	1976				60.0	161.84	1976
36	14.6	255.17	1977	23.8	219.37	1977	37.2	75.81	1977	41.2	191.05	1977	55.2	307.01	1977
37	29.0	2.48	1978	33.0	31.48	1978	35.8	102.14	1978	48.0	49.31	1978	73.4	0.46	1978
38	22.6	63.58	1981	25.0	185.26	1981	35.8	102.14	1981	71.4	268.23	1981	104.0	978.33	1981
39	32.0	2.03	1982	44.0	29.04	1982				71.4	268.23	1982	104.0	978.33	1982
40	36.2	31.65	1983	37.8	0.66	1983	39.0	47.70	1983	52.0	9.13	1983	98.0	638.99	1983
41	29.4	1.38	1984				52.6	44.80	1984	52.6	5.87	1984	55.6	293.15	1984
42	28.0	6.63	1986	30.2	70.75	1986	40.2	32.57	1986	63.0	63.64	1986	86.0	176.31	1986
43	26.0	20.92	1987	39.0	0.15	1987	64.8	356.96	1987	97.4	1795.88	1987	107.8	1230.48	1987
44	32.8	4.96	1988	33.8	23.15	1988	42.8	9.65	1988	76.8	474.27	1988	83.8	122.73	1988
45	31.8	1.50	1989	49.6	120.76	1989	55.0	82.69	1989	72.6	308.98	1989	102.6	892.71	1989
46	12.0	344.99	1990	20.0	346.37	1990	31.2	216.29	1990	46.2	77.83	1990	69.6	9.75	1990
Anni			46			45			45			45			46

Fig. 11 – Tabella delle registrazioni alla stazione meteorologica di Vicenza, per il periodo compreso dal 1938 al 1990: piogge di durata 1, 3, 6, 12, 24 ore.



Ai valori ordinati in senso decrescente si applica la seguente descrizione statistica

$$X(T_r) = X_m + F * S_x$$

dove:

- $X(T_r)$  è il valore dell'evento caratterizzato per un tempo di ritorno  $T_r$ , eguagliato o superato in media ogni  $T_r$  anni;
- $X_m$  è il valore medio degli eventi considerati;
- $F$  è il fattore di frequenza;
- $S_x$  è lo scarto quadratico medio della variabile in esame.

Utilizzando la distribuzione doppio esponenziale di Gumbel

$$F = (Y(T_r) - Y_N) / S_N$$

con

- $Y(T_r)$  grandezza generica espressa in funzione del tempo di ritorno (variabile ridotta);
- $Y_N$  e  $S_N$  rispettivamente media e scarto quadratico medio della suddetta variabile espresse in funzione di  $N$  osservazioni.

Di conseguenza la funzione  $Y(T_r)$  è legata al tempo di ritorno ( $T_r$ ) dalla seguente relazione:

$$Y(T_r) = -\ln(-\ln((T_r - 1) / T_r))$$

Da cui si ricava la retta regolarizzatrice di Gumbel

$$X(T_r) = X_m - S_x * Y_N / S_N + S_x * Y(T_r) / S_N$$

in cui il termine  $X_m - S_x * Y_N / S_N$  è chiamato "moda" e rappresenta il valore con massima frequenza probabile, mentre il fattore  $S_x * Y(T_r) / S_N$  viene riconosciuto con il nome di "alfa".

### 3.3 CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA ADOTTATA

Per ogni tempo di ritorno è stato possibile ottenere le curve di possibilità pluviometrica, mediante regressione ai minimi quadrati, da cui poi è stata estratta l'equazione di mediante interpolazione. In esse i valori delle altezze di precipitazione ( $h$ ) sono espresse in funzione della durata del tempo di pioggia, e variano in funzione della curva e quindi del tempo di ritorno.

Di seguito si riportano i valori dell'altezza di precipitazione espressi in mm, corrispondenti a piogge di breve durata e determinati tempi di ritorno (da 5 a 100anni).

Tr [anni]	h max		
	[0,25 ore]	[0,50 ore]	[1 ora]
5	23,20	31,13	42,12
10	27,43	36,62	50,43
25	32,78	43,54	60,93
50	36,75	48,68	68,71
100	40,68	53,78	76,44
200	44,60	58,86	84,14

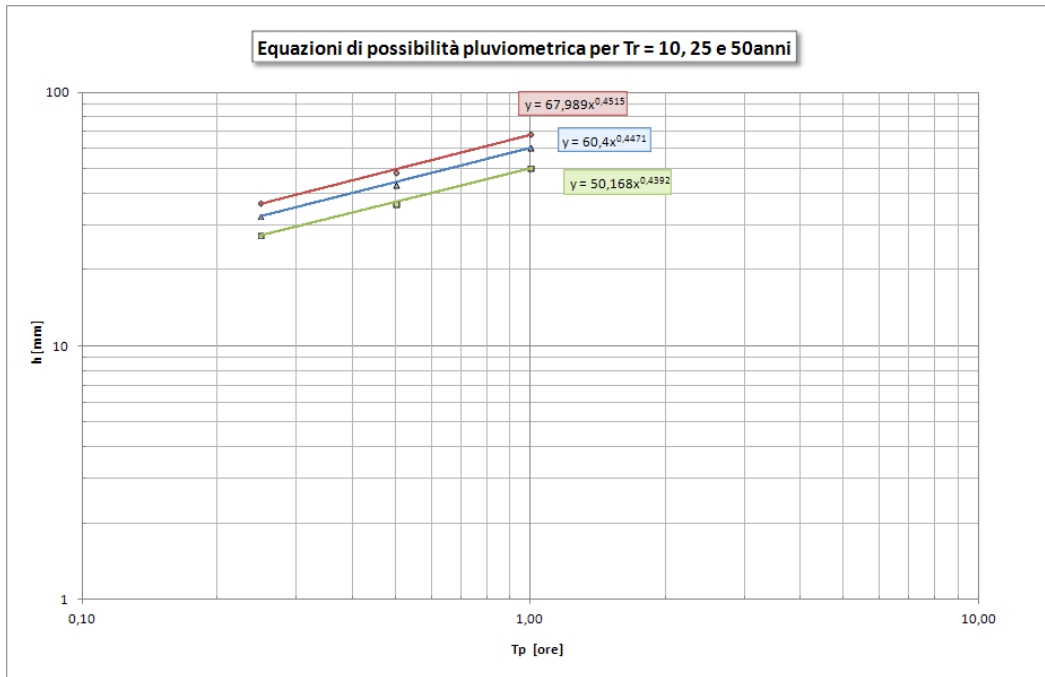


Fig. 12 – Curve di possibilità pluviometrica: piogge di durata 15, 30, 60 minuti.

Analogamente per le piogge orarie si avrà:

Tr [anni]	h max				
	[1 ora]	[3 ore]	[6 ore]	[12 ore]	[24 ore]
5	40,83	52,79	61,53	67,94	89,33
10	48,91	63,95	73,82	78,10	102,40
25	59,12	78,04	89,34	90,94	118,92
50	66,69	88,50	100,86	100,47	131,17
100	74,21	98,88	112,30	109,92	143,34
200	81,69	109,22	123,69	119,34	155,45

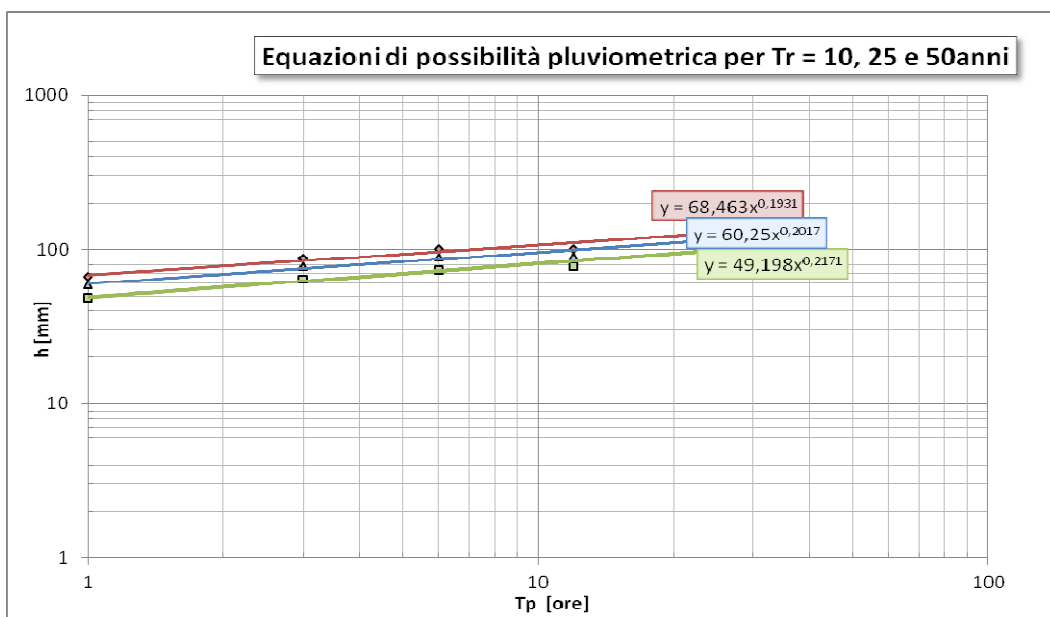


Fig. 13 – Curve di possibilità pluviometrica: piogge di durata 1, 3, 6, 12, 24 ore.



I risultati elaborati per i diversi tempi di ritorno, hanno consentito di ottenere i valori parametri caratteristici (a, n) per le diverse equazioni di possibilità pluviometrica, espresse con la equazione

$$h(Tr) = a * t^n,$$

dove:

- h = altezza di pioggia (mm), espressa funzione del tempo di ritorno dell'evento;
- t = durata dell'evento (ore)
- a (mm\*min-n)
- n (adimensionale).

Nelle tabelle seguenti, si riassumono nelle i coefficienti a e n in funzione del tempo di ritorno:

<b>Per precipitazioni brevi ed intense</b>		
<b>Tr</b>	<b>a</b>	<b>n</b>
10	50,168	0,4392
25	60,4	0,4471
50	67,989	0,4515
<b>Per precipitazioni orarie</b>		
<b>Tr</b>	<b>a</b>	<b>n</b>
10	49,198	0,1931
25	60,25	0,2017
50	68,463	0,2171

Tabella 1 – Parametri caratteristici delle equazioni di possibilità pluviometrica.

I valori così definiti sono stati confrontati con quelli riportati all'interno Piano delle Acque e dello Studio di Compatibilità Idraulica allegata al Piano degli Interventi del Comune di Torri di Quartesolo.

<b>Coefficienti dell'equazione pluviometrica per T &gt; 1 ora</b>		
<i>Tr (anni)</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
50	68,30	0,21

<b>Coefficienti dell'equazione pluviometrica per T &lt; 1 ora</b>		
<i>Tr (anni)</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
50	67,21	0,40

Tabella 2 – Estratto VCI da Piano degli Interventi: parametri caratteristici delle equazioni di possibilità pluviometrica.

Dalla tabella sopra riportata si evince la corrispondenza con i valori dei parametri caratteristici calcolati nella presente relazione, rispetto ai quali risultano leggermente superiori.

Secondo la D.G.R. n.2948 del 06/10/2009 - Allegato A, per la valutazione di compatibilità idraulica dev'essere adottato il tempo di ritorno di 50 anni.

Pertanto, per il dimensionamento delle opere di regimazione delle precipitazioni (fognatura delle acque meteoriche e gli impianti di prima pioggia), verranno adottati i valori evidenziati in giallo nelle precedenti tabelle.

#### 4 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI PROGETTO

L'intervento di progetto si estende su un'area agricola di complessivi 18.650m<sup>2</sup> circa, di cui 15.804 m<sup>2</sup> destinati all'attività produttiva e 2.850m<sup>2</sup> saranno occupati dagli standard urbanistici.

A sua volta l'area produttiva è costituita da:

- circa 13'240m<sup>2</sup> di superficie scoperta dedicata all'impianto di stoccaggio dei "rifiuti non pericolosi" prodotti da attività di costruzione e demolizione, con fondo sub-superficialmente impermeabilizzato sormontato da una coltre di inerti (pavimentazione in misto stabilizzato);
- circa 2'064m<sup>2</sup> in cui verrà realizzata un capannone per lo stoccaggio dei rifiuti ed area logistica interamente pavimentata con un massetto in cls armato);
- circa 500m<sup>2</sup> dedicata a parcheggio privato, costituita con betonelle in parte drenanti (155m<sup>2</sup>) e due aiuole poste all'ingresso di 21m<sup>2</sup>.

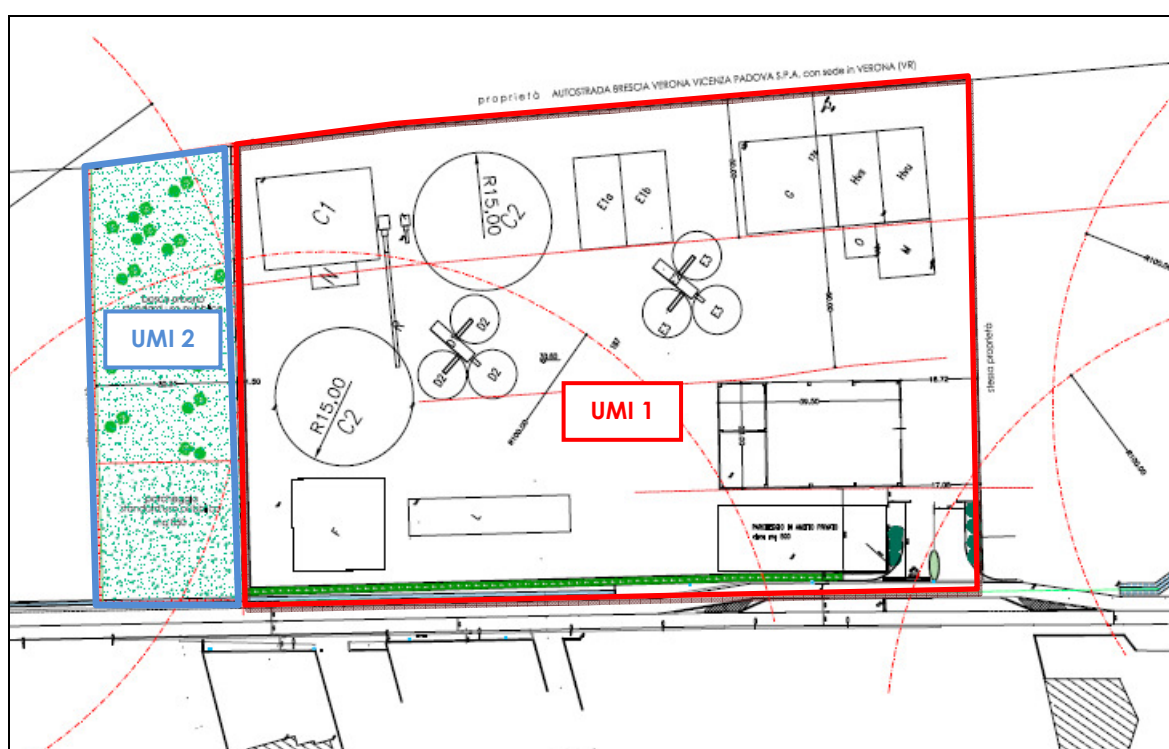


Fig. 14 – Planimetria di progetto: Elaborato 1A.

Le aree destinate a standard pubblici risulteranno in parte occupate da parcheggi 850m<sup>2</sup> e in parte a verde (2.000m<sup>2</sup> di bosco urbano).

Come riportato nella relazione idraulica dell'ing. Selmo allegata al progetto, l'intervento prevede la realizzazione di un materasso drenante al di sotto dell'area di stoccaggio degli inerti (13.240m<sup>2</sup>), costituito da:

- geomembrana in HDPE spessore 2mm, adagiata sul fondo di uno scavo con scarpate a doppia inclinazione (0,5-1,5%), posta ad una quota di 28.15m s.m.m. e accoppiata ad un geotessuto da 250g/m<sup>2</sup>;
- strato drenante (in ghiaia o inerti riciclati a pezzatura < 30 mm conformi alle specifiche di cui al D.M. 05/02/98 e ss.mm.ii. ed alle norme UNI/EN), di spessore s = 0,80 m;
- geotessile permeabile da 600g/m<sup>2</sup>;
- strato finale di inerti riciclati, a pezzatura controllata (inerti riciclati a pezzatura > 30 mm o spezzato da demolizioni a pezzatura compresa fra i 63 e gli 80 mm, di cui al D.M. 05/02/98 e ss.mm.ii. ed alle



norme UNI/EN), fino alla quota finita media di 30,57m<sup>2</sup>.

Il volume complessivo del materasso drenante calcolato dall'ing. Selmo sarà di circa 16.700m<sup>3</sup>, a cui lo stesso progettista attribuisce una porosità media del 30%, valutata cautelativamente rispetto a quanto contenuto in letteratura (cfr. tabella seguente).

Sedimento	Porosità	Porosità efficace
Ghiaia grossa	28	23
Ghiaia media	32	24
Ghiaia fine	34	25
Sabbia grossa	39	27
Sabbia media	39	28
Sabbia fine	43	23
Silt	46	8

Tabella 3 – Estratto da U.S. Geological Survey – Water Supply; valori indicativi di porosità.

Di conseguenza, la capacità massima di accumulo di acqua fornita dal materasso drenante corrisponde ad un volume di circa 5.000m<sup>3</sup>, a cui corrisponde un **volume efficace di circa 3.800m<sup>3</sup>**.

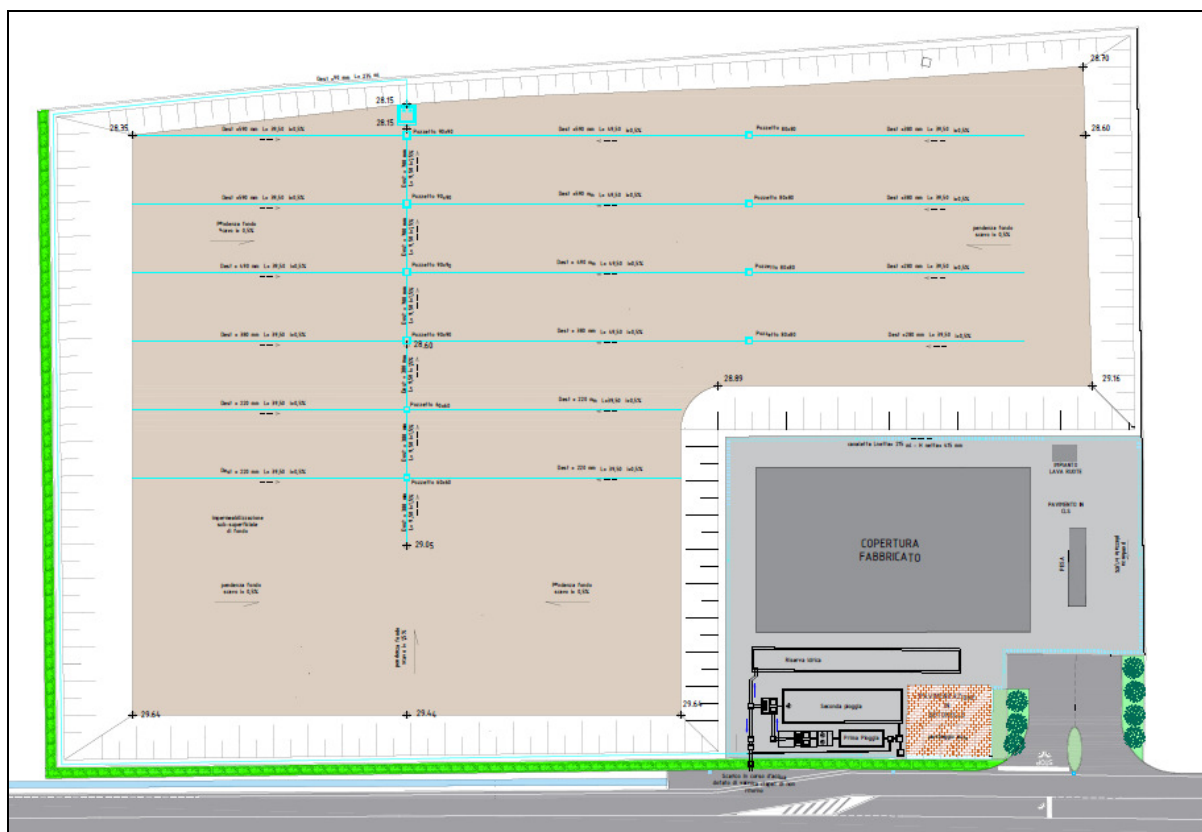


Fig. 15 – Progetto rete meteoriche (Elaborato 1B, ing. Selmo).

Sul fondo dello scavo, immerso nel primo strato di inerte, sarà posato un sistema di tubi drenanti (PVC Ø<sub>e</sub>=220-700mm, i=0.5%, capacità d'invaso di circa 98m<sup>3</sup>), che colleterà le acque meteoriche verso un pozzetto di raccolta posto a quota 28,15m s.m.m.

Le acque meteoriche vengono così inviate in un impianto di trattamento di prima pioggia (25m<sup>3</sup>) e successivamente in un impianto di seconda pioggia (160m<sup>3</sup>), da cui viene estratta l'acqua per la riserva idrica (250m<sup>3</sup>).

Nel suo complesso, il sistema di raccolta delle acque meteoriche è dimensionato in funzione di una pioggia critica corrispondente a 102 mm di precipitazione in un'ora e a circa 399 mm di pioggia in 24 ore (valori desunti assumendo un coefficiente di deflusso delle superfici impermeabili pari a 0,9) ed in ragione della portata massima scaricabile, fissata in 5 l/s per ettaro; tale portata, considerata la superficie complessivamente presidiata (15'804 mq), viene assunta pari a 7,92 l/s (28 m<sup>3</sup>/h).

Una volta depurate le acque meteoriche verranno scaricate nello scolo esistente a margine di via Longare, il quale verrà pulito e risezionato, come prescritto dal Piano di Tutela delle Acque del Comune di Torri di Quartesolo.

#### 4.1 DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO E DELLA CLASSE D'INTERVENTO

La Delibera della Giunta Regionale n.2948/09 (allegato A) fornisce indicazioni utili per la redazione della VCI, in presenza di nuovi strumenti urbanistici, fra cui l'utilizzo di eventi di precipitazione con tempo di ritorno  $T_r$  pari a 50 anni, dai quali determinare le portate di deflusso (con i metodi di calcolo presenti in letteratura), utilizzando i coefficienti di deflusso del suolo già tabellati come segue.

TIPO DI SUPERFICIE	$\phi$
Aree agricole	0,1
Superfici permeabili (aree verdi)	0,2÷0,3
Superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ecc.)	0,6
Superfici impermeabili (tetti, strade, piazzali, ecc.)	0,9

La normativa prevede che gli interventi vengano suddivisi in classi differenti, in funzione del grado di trasformazione urbanistica apportata al territorio, per i quali si applicano analisi dimensionali e soluzioni tecniche che dipendono dal grado di impermeabilizzazione indotto.

Classe di intervento	Intervento su superfici di estensione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	< 0,1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	0,1 ÷ 1,0 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	1 ÷ 10 ha > 10 ha con impermeabilizzazione < 0,3 ha
Marcata impermeabilizzazione potenziale	> 10 ha con impermeabilizzazione > 0,3 ha

La portata meteorica netta  $Q(t)$  che affluisce alla rete di fognatura è inferiore alla portata meteorica totale, in quanto una parte dell'acqua evapora e un'altra viene intercettata o trattenuta dal suolo, riempiendo le piccole cavità del terreno, infiltrandosi in esso.

Per quantificare tali perdite si utilizza il cosiddetto coefficiente di deflusso  $\phi$ , detto anche coefficiente di assorbimento. Il suo valore varia da 0 a 1 a seconda che la superficie interessata dal deflusso idrico sia infinitamente permeabile, non permettendo il deflusso superficiale, oppure essa sia perfettamente impermeabile, con infiltrazione nulla.

Convenzionalmente la D.G.R. n° 2948 del 2009 considera i valori indicati in tabella.

Superficie scolante	$\varphi$
Aree agricole	0,10
Superfici permeabili (aree verdi)	0,20
Superfici semipermeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato...)	0,60
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali...)	0,90

Tabella 4 - Coefficienti di deflusso indicati dalla DGR n°1322 del 10/05/2006

Il coefficiente di deflusso medio ponderato tipico dell'area analizzata, è definito dalla relazione seguente:

$$\Phi_{\text{medio}} = \sum_i (S_i * \Phi_i) / S_{\text{tot}}$$

$S_{\text{tot}}$  = superficie scolante totale (m<sup>2</sup>);

$S_i$  = superfici scolanti omogenee (m<sup>2</sup>);

$\Phi_i$  = coefficiente di deflusso relativo alle singole  $S_i$ .

Il progetto individua due comparti limitrofi ma separati (cfr. fig.14):

- **UMI1** di 15.804m<sup>2</sup>, rappresentato dall'area produttiva;
- **UMI2** di 2.850m<sup>2</sup>, rappresentato dagli standard urbanistici.

L'UMI1 sarà quasi interamente impermeabilizzata, con aree permeabili (a verde) o semipermeabili che rappresentano poco più dell'1% della superficie complessiva del comparto.

Destinazione d'uso	Superficie (m <sup>2</sup> )	Sup (ha)	phi
Area permeabile	21,00	0,00	0,2
Area semipermeabile	155,00	0,02	0,6
Area impermeabile	15.628,00	1,56	0,9
<b>Totale</b>	<b>15.804,00</b>	<b>1,58</b>	<b>0,90</b>

Come riportato in tabella, queste condizioni evidenziano un coefficiente di deflusso medio caratteristico  $\Phi=0,90$ , dove quasi tutte le acque precipitate vengono raccolte dalle superfici di progetto.

Nella tabella seguente si confrontano i risultati della trasformazione:

	Sup. permeabile	Sup. semi-perm.	Sup. impermeabile	totale	phi
<b>Stato Attuale</b>	15.804,00	0,00	0,00	15.804,00	0,20
<b>Stato di progetto</b>	21,00	155,00	15.628,00	15.804,00	0,90
differenza	-15.783,00	155,00	15.628,00	0,00	0,70

Secondo quanto contenuto nella D.G.R.V. n.2948/09, all. A, l'intervento è classificato come a "significativa impermeabilizzazione potenziale", in quanto si sviluppa su una superficie superiore ad



1ha, modificando il coefficiente di deflusso medio  $\phi$  dal valore 0,2 definito per i terreni agricoli, al valore 0,90 (terreno quasi completamente impermeabile).

L'UMI2 sarà solo in parte impermeabilizzata, con aree permeabili (a verde) o semipermeabili che rappresentano all'incirca il 70% della superficie complessiva del comparto.

Destinazione d'uso	Superficie (m <sup>2</sup> )	Sup (ha)	phi
Area permeabile	2.000,00	0,20	0,2
Area semipermeabile	0,00	0,00	0,6
Area impermeabile	850,00	0,09	0,9
<b>Totale</b>	<b>2.850,00</b>	<b>0,29</b>	<b>0,41</b>

Come riportato in tabella, queste condizioni evidenziano un coefficiente di deflusso medio caratteristico  $\Phi=0,41$ , dove quasi il comparto nel suo complesso risulta conservare la sua vocazione agricola. Nella tabella seguente si confrontano i risultati della trasformazione:

	Sup. permeabile	Sup. semi-perm.	Sup. impermeabile	totale	phi
<b>Stato Attuale</b>	2.850,00	0,00	0,00	2.850,00	0,20
<b>Stato di progetto</b>	2.000,00	0,00	850,00	2.850,00	0,41
differenza	-850,00	0,00	850,00	0,00	0,21

Nonostante questo, secondo quanto contenuto nella D.G.R.V. n.2948/09, all. A, l'intervento è classificato come a "significativa impermeabilizzazione potenziale", in quanto si sviluppa su una superficie superiore ad 1ha, conservano leggermente il coefficiente di deflusso medio  $\phi$  dal valore 0,2, al valore 0,41 (terreno ancora a vocazione permeabile).

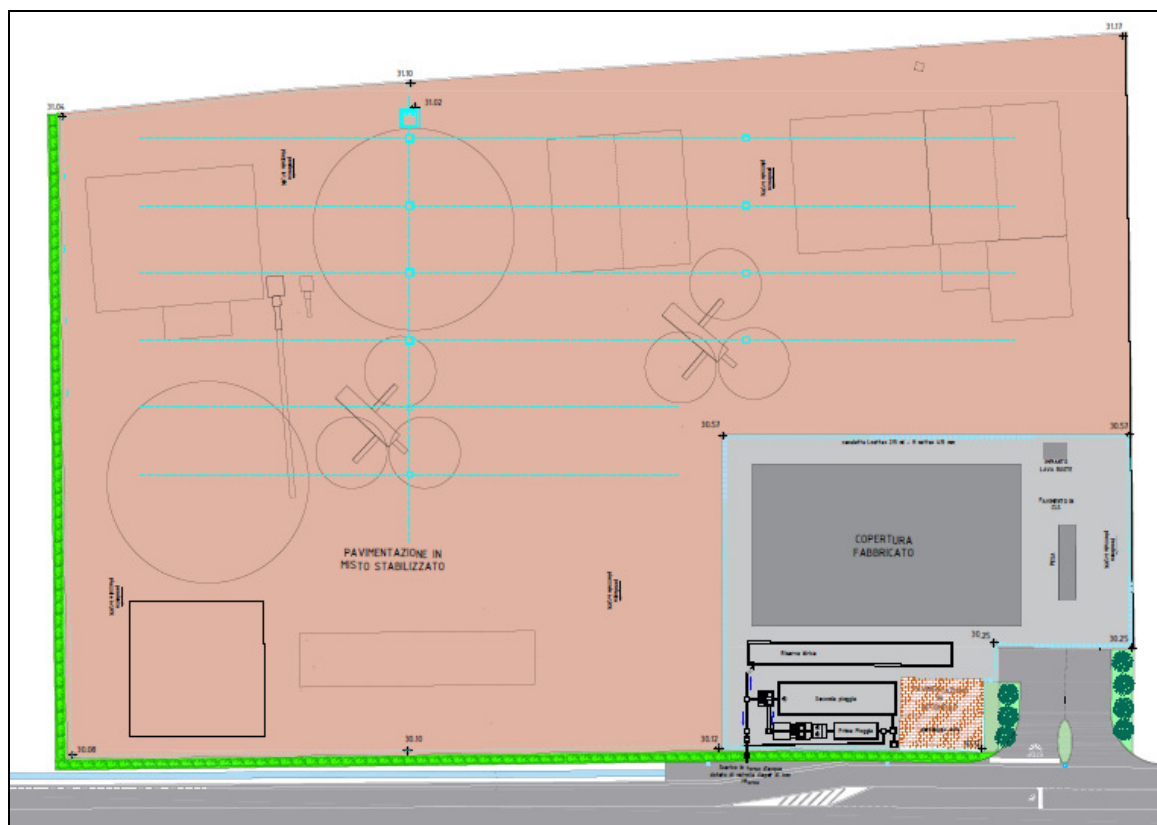


Fig. 16 – Tavola di Progetto intervento F.lli Fava.

## 5 SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DAL COMPARTO

### 5.1 PREMESSA

Il modello idraulico prevede che nel bacino venga realizzata una rete fognaria separata per le acque nere da quelle bianche e meteoriche. La rete fognaria andrà dimensionata in funzione della portata massima allo sbocco e dovrà essere in grado di garantire una sufficiente capacità d'invaso. Allo scopo, a valle di ogni bacino, sarà realizzato un manufatto di scarico (bocca tassata con portata massima di 5 l/s\*ha), entro pozzetto ispezionabile in c.a. (Consorzio di Bonifica, "Linee guida per la redazione dello studio di compatibilità idraulica").

### 5.2 CALCOLO DELLE PORTATE METEORICHE IN UMI 1

La superficie di intervento totale è di 15.804m<sup>2</sup>, caratterizzata da un coefficiente di deflusso medio caratteristico  $\Phi=0,90$ .

Di conseguenza, le acque meteoriche precipitate:

- sul piazzale in misto stabilizzato dell'area di stoccaggio, una volta infiltratesi negli strati sub-superficiali fino a raggiungere il materasso drenante, vengono raccolte all'interno del sistema di drenaggio (collettori fessurati) posti immediatamente al di sopra della geomembrana in HDPE,

- sul piazzale pavimentato in cemento dell'area logistica, vengono raccolte da una canaletta grigliata posta perimetralmente all'ambito e messi in comunicazione con la rete di drenaggio,

vengono accumulate nel materasso drenante e con le pendenze assegnate vengono dirette al pozzo di raccolta e sollevamento prima, agli impianti di trattamento di prima e seconda pioggia, per poi essere indirizzate al recettore finale (fosso di guardia).

Quest'ultimo è posto a margine di via Longare ed è l'unico recettore disponibile in grado di accettare una portata massima in uscita di 7,92l/s, pari a 5 l/s ettaro come prescritto dalle Norme Tecniche allegate al P.I.

Applicando il metodo cinematico razionale per il calcolo della portata massima di deflusso dal comparto, per un tempo di corrivazione stimato in circa 20 minuti (0,33 ore), si ottiene il seguente valore

$$Q_{\max} = \Phi * a * t_c^{n-1} * S/3.600 = 0,90 * 67,989 * 0,33^{(0,4515-1)} * 15.804/3.600 \approx 495 \text{ l/s}$$

che impiega i parametri caratteristici di una curva di possibilità pluviometrica avente un  $Tr = 50$  anni ( $a = 67,989$  [mm\*min-n],  $n = 0,4515$ ), come richiesto dalla D.G.R.V. n.2948 del 06.10.09.

Il volume precipitato da invasare nelle opere di mitigazione è fornito dal bilancio fra le portate in ingresso nella rete di drenaggio appena calcolate e quelle massime di deflusso dal comparto definite dalla norma.

Applicando il metodo delle piogge idraulica (tempo di ritorno di 50 anni) sarà definito da un modello ricorsivo, che tende a minimizzare la differenza fra i volumi entranti, definiti in funzione della durata della pioggia e quelli uscenti dal bacino stesso ( $Q_u \sim 7,92$  l/s),

Dalla tabella 5 si evince che il volume di accumulo da assegnare al bacino di laminazione è di circa 1.227,50m<sup>3</sup>, corrispondenti a circa 776,70m<sup>3</sup>/ha.

Questo valore è maggiore di 774,20m<sup>3</sup>, corrispondenti a 490m<sup>3</sup>/ha, che è il valore specifico d'invaso indicato nel Piano degli Interventi per interventi con superficie trasformata maggiore di 0,1ha.

CALCOLO DEL VOLUME DI INVASO							
Parametri caratteristici utilizzati:							
<b>Tr=50 anni</b>	<b>a</b>	<b>n</b>					
Scrosci	67,989	0,452					
Piogge orarie	68,463	0,193					
Portata uscente nel sistema drenante			7,92	l/s			
Tempo di pioggia [ora]	h [mm]	Qpioggia [l/s]	Qdefluita [l/s]	Vpioggia [m³]	Vdefluito [m³]	V inv [m³]	V' [m³/ha]
0,1	24,04	945,74	7,92	340,47	2,85	337,62	213,63
0,25	36,36	572,14	7,92	514,93	7,13	507,80	321,31
0,5	49,72	391,19	7,92	704,14	14,26	689,89	436,53
0,75	59,71	313,19	7,92	845,60	21,38	824,22	521,52
1	68,46	269,33	7,92	969,60	28,51	941,09	595,47
2,5	81,71	128,59	7,92	1.157,27	71,28	1.085,99	687,16
5	93,42	73,50	7,92	1.323,01	142,56	1.180,45	746,93
7,5	101,03	52,99	7,92	1.430,76	213,84	1.216,92	770,01
10	106,80	42,01	7,92	1.512,49	285,12	1.227,37	776,62
10,1	107,00	41,68	7,92	1.515,40	287,97	1.227,43	776,66
10,2	107,21	41,35	7,92	1.518,29	290,82	1.227,46	776,68
10,3	107,41	41,02	7,92	1.521,15	293,67	1.227,48	776,69
10,4	107,61	40,70	7,92	1.523,99	296,52	1.227,46	776,68
10,5	107,81	40,39	7,92	1.526,81	299,38	1.227,43	776,66

Tabella 5 – Calcolo del nuovo volume di invaso UMI 1 (modello afflussi/deflussi) contenuto nel materasso drenante.

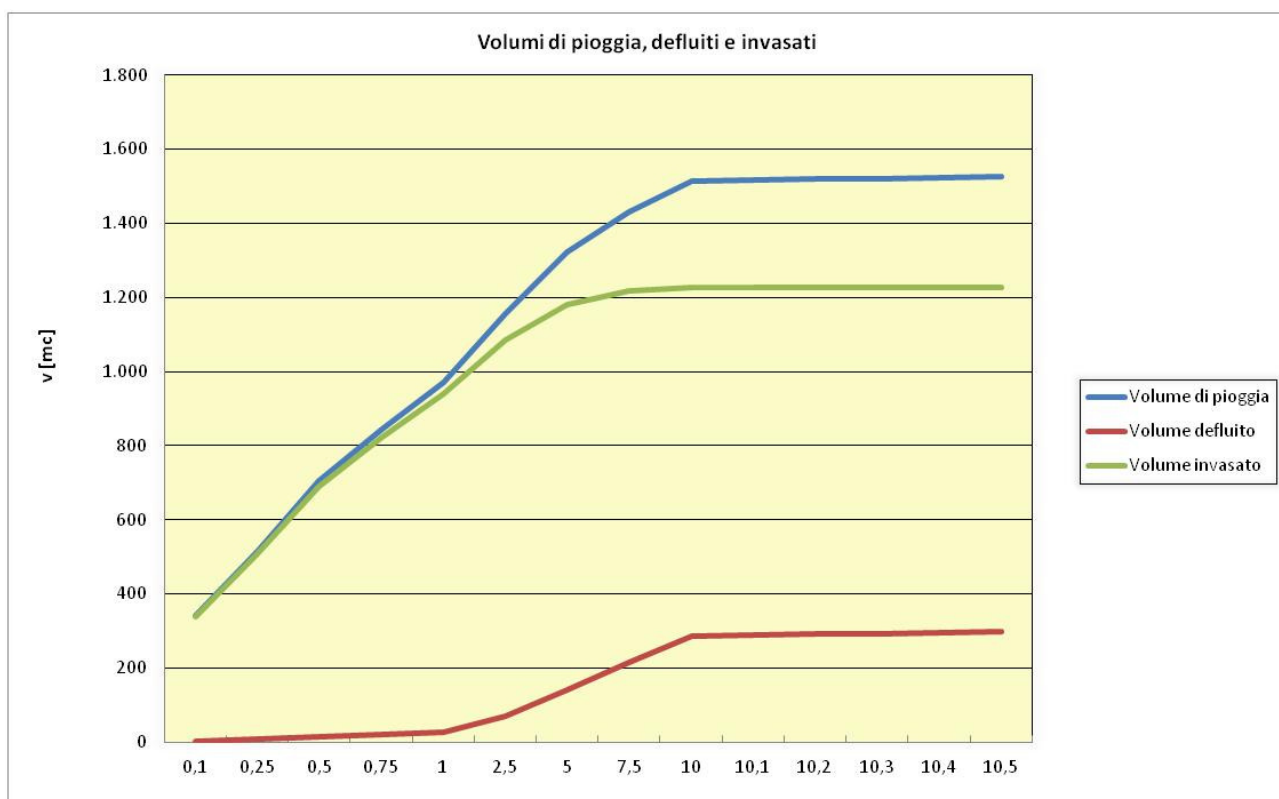


Fig. 17 – Diagramma della laminazione del volume di pioggia.

In ogni caso, come indicato nel capitolo 4, il **volume efficace di accumulo interrato** che viene fornito dal materasso drenante di progetto è pari a **3.800m³**, corrispondente a più del doppio del volume richiesto per la mitigazione idraulica.



diametro esterno	diametro interno	lunghezza	Volume vuoto
mm	mm	m	mc
220	150	9,5	0,16779375
220	150	39,5	0,69766875
220	150	39,5	0,69766875
380	300	9,5	0,671175
380	300	39,5	2,790675
380	300	39,5	2,790675
380	300	9,5	0,671175
380	300	39,5	2,790675
380	300	39,5	2,790675
700	600	9,5	2,6847
490	400	39,5	4,9612
490	400	49,5	6,2172
700	600	9,5	2,6847
590	500	39,5	7,751875
590	500	49,5	9,714375
700	600	9,5	2,6847
590	500	39,5	7,751875
590	500	49,5	9,714375
700	600	9,5	2,6847
590	500	39,5	7,751875
590	500	49,5	9,714375
280	200	39,5	1,2403
380	300	39,5	2,790675
380	300	39,5	2,790675
380	300	39,5	2,790675
			97,99645625

Tabella 6 – Dimensionamento del volume di invaso nella rete di raccolta delle acque meteoriche.

A questo si potrebbe aggiungere il volume contenuto nella rete drenante ipotizzata in progetto e riportata in tabella 6 cui corrisponde un volume complessivo d'invaso di circa **98m<sup>3</sup>**.

Da questo volume deve intendersi escluso quello di accumulo delle vasche di prima pioggia come indicato nelle "Linee guida per la redazione dello studio di compatibilità idraulica" del Consorzio di Bonifica.

### 5.3 CALCOLO DELLE PORTATE METEORICHE IN UMI 2

La superficie di intervento totale è di 2.850m<sup>2</sup>, caratterizzata da un coefficiente di deflusso medio caratteristico  $\Phi=0,41$ .

Di conseguenza, le acque meteoriche precipitate vengono accumulate in un bacino a cielo aperto da ricavarsi in corrispondenza del bosco urbano, da mettere in comunicazione col recettore finale (fosso a margine di via Longare).

Definita una portata massima in uscita di 1,43l/s, pari a 5 l/s ettaro come prescritto dalle Norme Tecniche allegate al P.I., applicando il metodo cinematico razionale per il calcolo della portata massima di deflusso dal comparto, per un tempo di corrvazione stimato in circa 17 minuti (0,27 ore), si ottiene il seguente valore

$$Q_{\max} = \varphi * a * t_c^{n-1} * S/3.600 = 0,41 * 67,989 * 0,27^{\wedge}(0,4515-1) * 2.850/3.600 \approx 22 \text{ l/s}$$

che impiega i parametri caratteristici di una curva di possibilità pluviometrica avente un  $T_r = 50$  anni ( $a = 67,989$  [mm\*min-n],  $n = 0,4515$ ), come richiesto dalla D.G.R.V. n.2948 del 06.10.09.

Il volume precipitato da invasare nelle opere di mitigazione è fornito dal bilancio fra le portate in

ingresso nella rete di drenaggio appena calcolate e quelle massime di deflusso dal comparto definite dalla norma.

Applicando il metodo delle piogge idraulica (tempo di ritorno di 50 anni) sarà definito da un modello ricorsivo, che tende a minimizzare la differenza fra i volumi entranti, definiti in funzione della durata della pioggia e quelli uscenti dal bacino stesso ( $Q_u \sim 1,43 \text{ l/s}$ ),

Dalla tabella seguente si evince che il volume di accumulo da assegnare al bacino di laminazione a cielo aperto è di circa  $84\text{m}^3$ , corrispondenti a circa  $293,78\text{m}^3/\text{ha}$ .

CALCOLO DEL VOLUME DI INVASO							
Parametri caratteristici utilizzati:							
<b>Tr=50 anni</b>	<b>a</b>	<b>n</b>					
Scrosci	67,989	0,452					
Piogge orarie	68,463	0,193					
Portata uscente nel sistema drenante			1,43	l/s			
Tempo di pioggia [ora]	h [mm]	Qpioggia [l/s]	Qdefluita [l/s]	Vpioggia [m³]	Vdefluito [m³]	V inv [m³]	V' [m³/ha]
0,1	24,04	77,80	1,43	28,01	0,51	27,49	96,47
0,25	36,36	47,06	1,43	42,36	1,28	41,08	144,12
0,5	49,72	32,18	1,43	57,92	2,57	55,36	194,24
0,75	59,71	25,76	1,43	69,56	3,85	65,71	230,57
1	68,46	22,16	1,43	79,76	5,13	74,63	261,86
1,25	71,48	18,50	1,43	83,27	6,41	76,86	269,68
2,5	81,71	10,58	1,43	95,20	12,83	82,37	289,03
3,75	88,37	7,63	1,43	102,95	19,24	83,71	293,73
3,8	88,60	7,54	1,43	103,21	19,49	83,72	293,75
<b>3,9</b>	<b>89,04</b>	<b>7,39</b>	<b>1,43</b>	<b>103,73</b>	<b>20,01</b>	<b>83,73</b>	<b>293,78</b>
4	89,48	7,24	1,43	104,24	20,52	83,72	293,76
4,25	90,53	6,89	1,43	105,47	21,80	83,67	293,57

Tabella 7 – Calcolo del nuovo volume di invaso UMI 2 (modello afflussi/deflussi) contenuto nel bacino di laminazione.

Questo valore è minore di  $400\text{m}^3/\text{ha}$ , che è il valore specifico d'invaso indicato nel Piano degli Interventi, da considerare per interventi con superficie trasformata minore di  $0,1\text{ha}$  in ambito di aree urbanizzate trasformate da agricolo.

Di conseguenza, il **volume efficace** da assegnare al bacino di laminazione è di  **$114\text{m}^3$** .

#### 5.4 SCHEMA RIASSUNTIVO DEI BACINI E DEI VOLUMI DI INVASO

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati delle elaborazioni condotte:

Descrizione	Volume efficace di accumulo [mc]	Volume efficace secondo il P.I. [mc]
UMI 1 Materasso drenante + rete condotte	$3.800 + 98 = 3.898$	774,20
UMI 2 Bacino di laminazione	114	114

## 6 INTERVENTI DI CONTROLLO DEGLI INQUINANTI NELLE UMI

Le acque meteoriche di dilavamento dei piazzali verranno depurate in un impianto di trattamento delle acque di prima pioggia, prima dello scarico nel recettore finale.

Il progetto prevede l'inserimento nella rete fognaria di raccolta delle acque meteoriche di un pozzetto con fondo sagomato e prima dello scarico al recettore finale. In questo modo le portate saranno deviate verso delle vasche prefabbricate in c.a., regolate da valvola a galleggiante. Una volta raggiunta la massima capacità di invaso, il galleggiante chiude un clapet e le portate in eccesso (seconda pioggia) vengono deviate verso lo scarico da una condotta di by-pass. Quest'ultima è dimensionata sulla portata massima delle acque meteoriche, che verranno veicolate nella rete.

L'impianto di prima pioggia è un sistema prefabbricato e modulare, dimensionato sulle portate e le superfici da trattare. È composto da un volume di accumulo e sedimentazione dimensionato sul volume di prima pioggia, e da una vasca di disoleatura. Un impianto regolato da una coppia di pompe, solleva le acque dalle prime vasche verso il disoleatore, con una portata sufficientemente lenta da separare per sospensione gli idrocarburi all'interno di quest'ultimo. Da qui, le portate vengono fatte sfiorare attraverso un filtro a coalescenza, che intercetta gli inquinanti, lasciando defluire le acque depurate nello scarico.

Il dimensionamento degli impianti sono riportati nella "Relazione tecnica descrittiva delle opere di impermeabilizzazione e dei sistemi di captazione, sollevamento, trattamento, accumulo e scarico delle acque meteoriche a servizio dell'impianto" redatta dall'ing. Selmo.

### 6.1 AMBITO NORMATIVO

Secondo D. C. Regionale n. 107 del 5/11/2009 e s.m.i., all'art. 39, comma 3 e 6 dell'allegato 3 del P.T.A. si impone l'obbligo al trattamento delle acque meteoriche di dilavamento (acque di prima pioggia e di lavaggio) nel caso di: "parcheggi e piazzali di zone residenziali, commerciali, depositi di mezzi di trasporto pubblico, aree intermodali, nonché altri piazzali o parcheggi, per le parti che possono comportare dilavamento di sostanze pericolose o pregiudizievoli per l'ambiente, come individuate al comma 1, **di estensione superiore o uguale a 5000 m<sup>2</sup>**".

Tale norma sembra adattarsi inequivocabilmente all'UMI1, in quanto in tale comparto rientrano attività menzionate al comma 1 della stessa e quindi, rappresentata da "superfici scoperte di qualsiasi estensione, facenti parte delle tipologie di insediamenti elencate in Allegato F, ove vi sia la presenza di:

- a) depositi di rifiuti, materie prime, prodotti, non protetti dall'azione degli agenti atmosferici;
- b) lavorazioni;
- c) ogni altra attività o circostanza,

che comportino il dilavamento non occasionale e fortuito di sostanze pericolose e pregiudizievoli per l'ambiente come indicate nel presente comma, che non si esaurisce con le acque di prima pioggia".

Il progetto idraulico dell'ing. Selmo allegato al presente intervento, specifica che le acque di prima pioggia devono essere stoccate in un bacino a tenuta (capacità 25m) e prima del loro scarico, devono essere opportunamente trattate, con sistemi di sedimentazione accelerata o altri sistemi equivalenti per efficacia; nel qual caso, deve essere previsto anche un trattamento di disoleatura.

All'impianto di prima pioggia viene fatto seguire anche un impianto di seconda pioggia (capacità 160mc) dove le acque che non sono intercettate dal primo impianto subiscono comunque un trattamento di disoleatura, prima di essere stoccate in un bacino da 260mc o riserva idrica per il riutilizzo dell'acqua piovana per le diverse attività previste.

Ogni disoleatore è stato dimensionato sulla base della portata rilanciata dalle vasche che lo precede (prima o seconda pioggia) e dovrà essere conforme alle norme UNI EN 858, che regolano in modo



specifico le caratteristiche costruttive, il dimensionamento e le modalità di certificazione degli impianti di separazione di liquidi leggeri. Ognuno avrà una capacità interna di 3,5mc.

Infine, per le caratteristiche stesse dell'UMI 2 (area destinata a standard urbanistici inferiore a 5000m<sup>2</sup>) essa non sarà assoggettata agli obblighi normativi.

## **6.2 CARATTERISTICHE DELLE ACQUE SCARICATE**

---

Tutte le acque reflue intercettate, prima dello scarico nel recettore finale dovranno rispettare i limiti stabiliti dal D. Lgs. 152/2006 e s.m.i. e in particolare come prescritto dal Piano di Gestione Operativa – Allegato 6.1 dello Studio di Impatto Ambientale.

Di conseguenza, il sistema di trattamento a valle delle vasche di accumulo di prima e seconda pioggia conterrà al proprio interno dei filtri atti allo scopo, che saranno monitorati con analisi eseguite periodicamente, con la frequenza prevista dall'Autorità di controllo.

## 7 P.A.I.: VALUTAZIONI IN MERITO ALL'ART. 8 DELLE NORME DI ATTUAZIONE

Come definito in precedenza, l'area d'intervento è situata in un territorio marginale, compreso tra l'autostrada MI-VE a sud, lo svincolo della tangenziale di Vicenza ad est e via Longare a ovest. Le tavole delle Fragilità allegate al Piano degli Interventi e al Piano Stralcio per l'assetto Idrogeologico non identificano delle particolare criticità per tale area.

Tuttavia, all'interno del P.A.I., i tiranti d'acqua definiti da una potenziale inondazione risultano coerenti con i valori elaborati all'interno del Piano di Tutela delle Acque: a pag.45 della Relazione Idraulica allegata ad esso (fonte Studio Bonollo – Vicenza), si riporta la Tavola delle Aree Allagabili, elaborata con gli idrogrammi di piena forniti dall'Autorità di Bacino per **tempi di ritorno di 50 anni** (scenario 3). Si veda la figura seguente.

Nel rispetto del punto 4 dell'art.8 del P.A.I., si precisa che gli interventi in progetto non producono alterazioni l'idrografia esistente, allo stesso tempo favorendo il deflusso superficiale verso lo Scolo Settimo, attraverso:

- la pulizia del fosso di guardia esistente lungo via Longare,
- la calibratura delle pendenze dell'ambito di progetto verso la stessa via Longare.

Si osserva che il piano d'imposta del progetto si eleva rispetto al piano campagna attuale di circa 1m, per un volume di riporto di circa 13.800m<sup>3</sup>, comunque maggiore del tirante massimo previsto per una piena con Tr=50 anni (cfr. aree verdi in fig.8). Pertanto, questo volume sarebbe il valore massimo che verrebbe sottratto a quello invasabile nell'area di intervento nelle previsioni di allagamento per Tr=50anni.

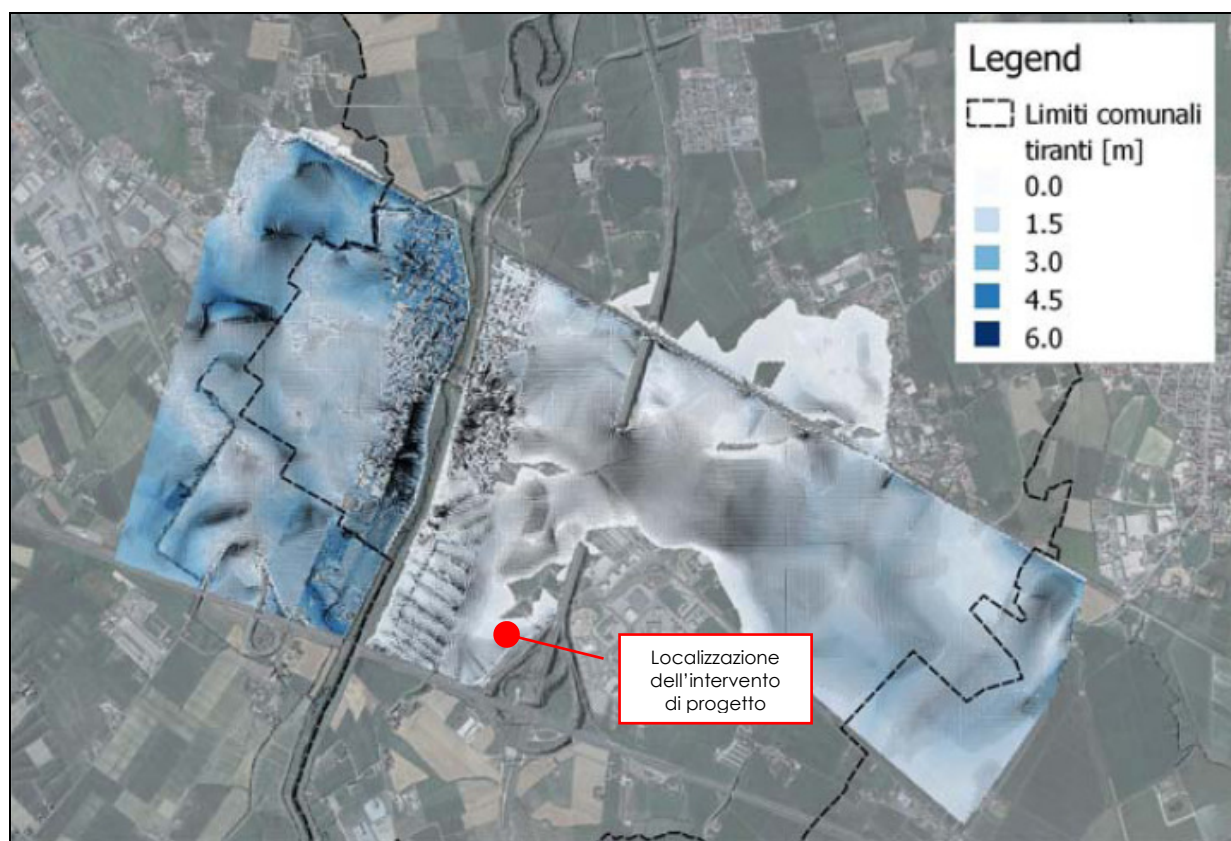


Fig. 18 – P.T.A. del Comune di Torri di Quartesolo: sviluppo dei massimi tiranti idraulici con Tr=50 anni (Scenario 3) senza l'utilizzo del bacino di laminazione a nord del Comune

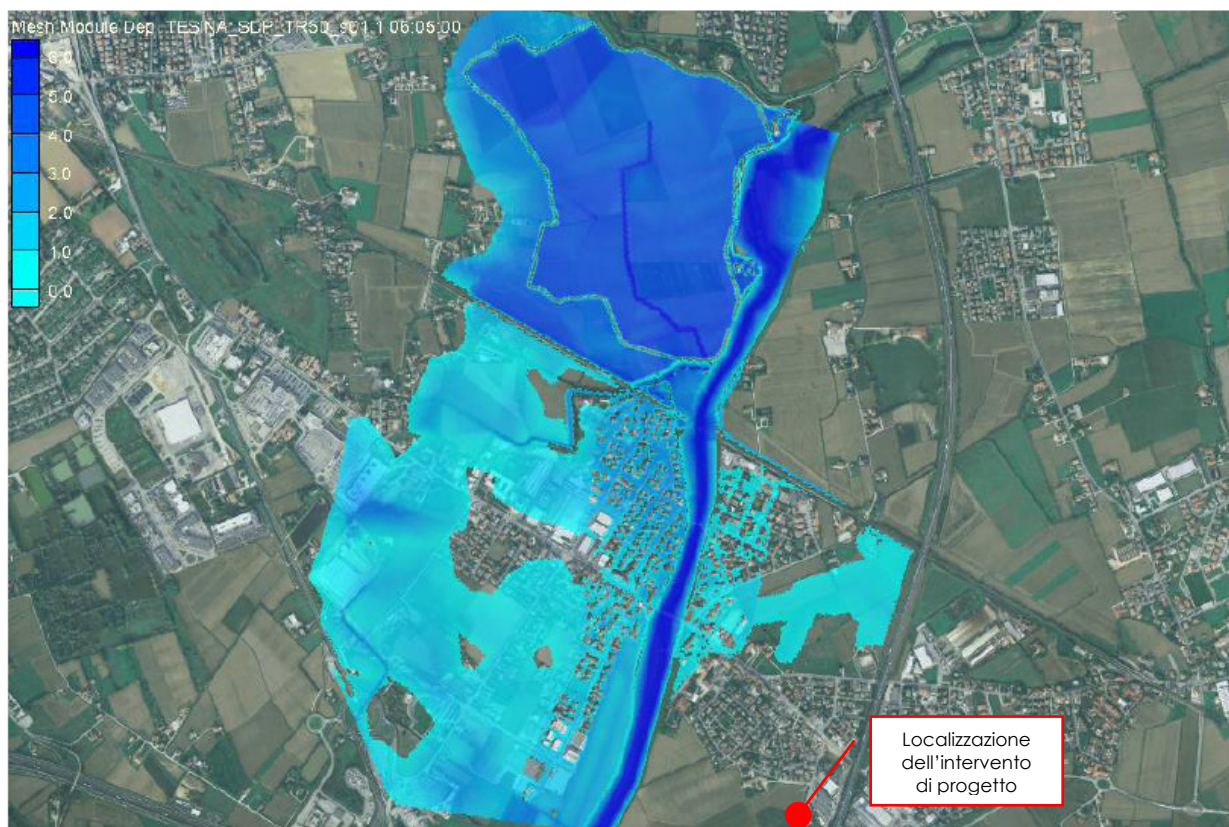


Fig. 19 – P.T.A. del Comune di Torri di Quartesolo: Carta delle Aree allagabili con  $Tr=50$ anni, con l'attivazione del bacino di laminazione (sotto) – modello bidimensionale del fiume Tesina.

Tuttavia, il progetto non interferisce con la dinamica del deflusso della piena e con la rete idraulica di drenaggio, ponendosi in un'area marginale o "cul de sac" compreso tra i rilevati stradali di via Longare a ovest e lo svincolo della tangenziale di Vicenza a sud e a est. Dal punto di vista del cinematismo della piena, l'elaborazioni allegate al P.T.A. (fig.18) evidenziano che l'area di intervento verrebbe coinvolta con un certo ritardo rispetto all'inizio dell'evento e dal verso opposto, una volta allagata, i tempi di vuotamento di tale area sarebbero lunghi, per l'assenza di una rete idrografica efficiente.

Una menzione a parte va fatta qualora venisse realizzato il Bacino di Laminazione sul Tesina previsto a monte del centro di Torri di Quartesolo: l'elaborazioni condotte nel P.T.A. (fig.19), evidenziano l'assenza completa di allegamenti nelle aree di progetto, in quanto lo scenario prevede l'inondazione dei territori posti lungo l'argine destro del Tesina.

## 7.1 PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO AMBIENTALE: SCENARIO DI MEDIA PROBABILITÀ ( $Tr=100$ ANNI)

Le mappe di allagabilità prodotte dall'Autorità di Bacino Alpi Orientali per tempi di ritorno di 100 anni (scenario di media probabilità) completano le elaborazioni contenute nel P.T.A. del Comune di Torri di Quartesolo.

Lo scenario evidenzia un tirante massimo della piena nell'area di intervento compreso fra 1 e 2m (fig.20), di conseguenza il volume di invaso sottratto alla piena è pari al volume di terreno riportato per realizzare le opere previste nel progetto.



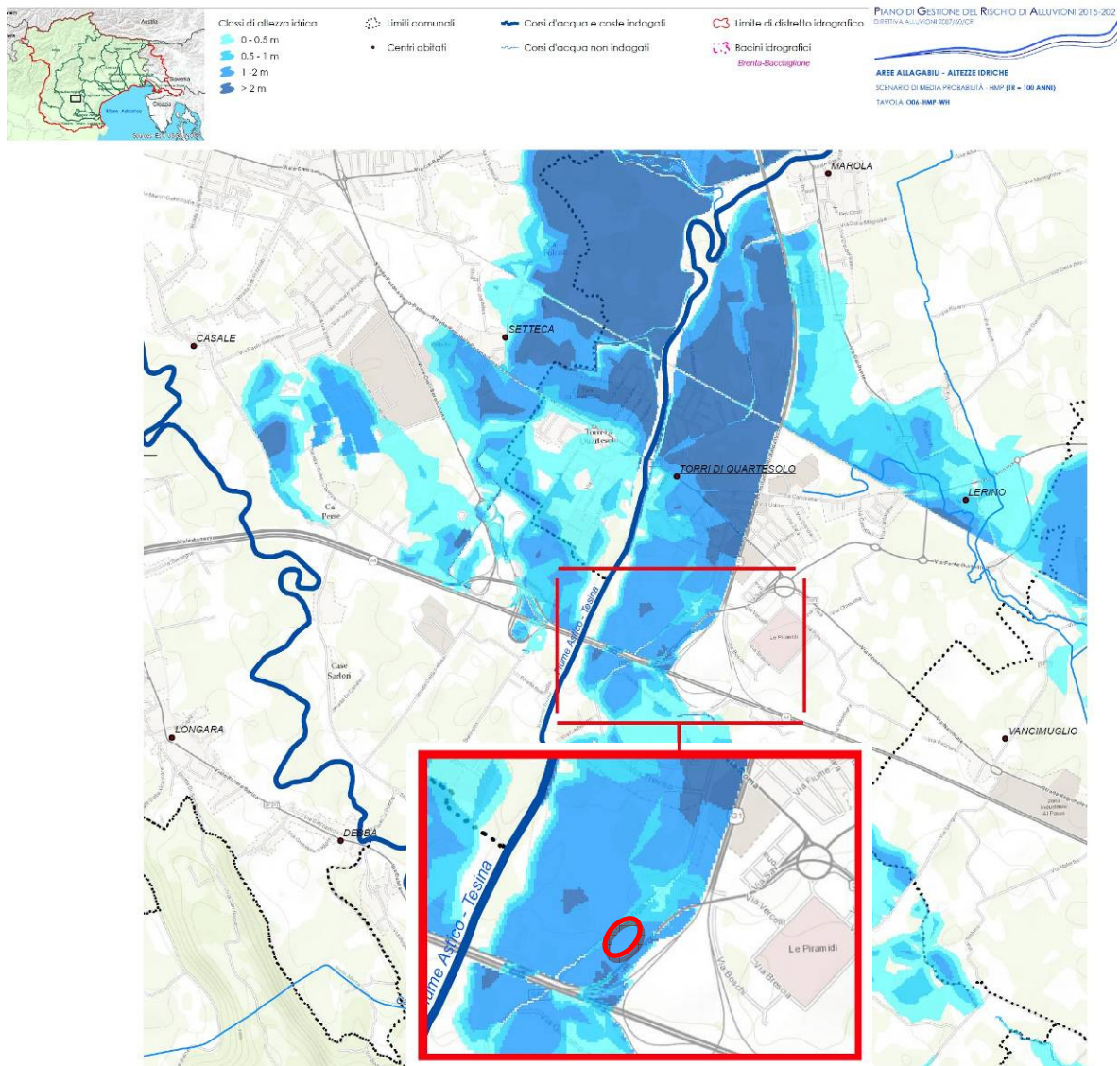


Fig. 20 – P.G.R.A. Carta delle Aree allagabili – Altezze Idriche con Tr=100anni (Tav.O06): localizzazione dell'area di intervento

La mappa delle aree allagabili evidenzia che il deflusso della piena avviene da nord verso sud, parallelamente al letto del fiume Tesina, attraverso la rete drenante superficiale, in particolare dello scolo Settimo. Da qui l'importanza della pulizia dei fossati come previsto nel PTA.

Si evidenzia, che in uno scenario di piena con Tr=100 anni, le opere previste in progetto non influenzano in modo particolare il fenomeno se analizzato su ampia scala, mentre un impatto localizzato potrebbe esserci, legato maggiormente ai tempi di vuotamento delle aree allagate, per effetto della pulizia dei fossi di guardia posti a margine dell'area di intervento.



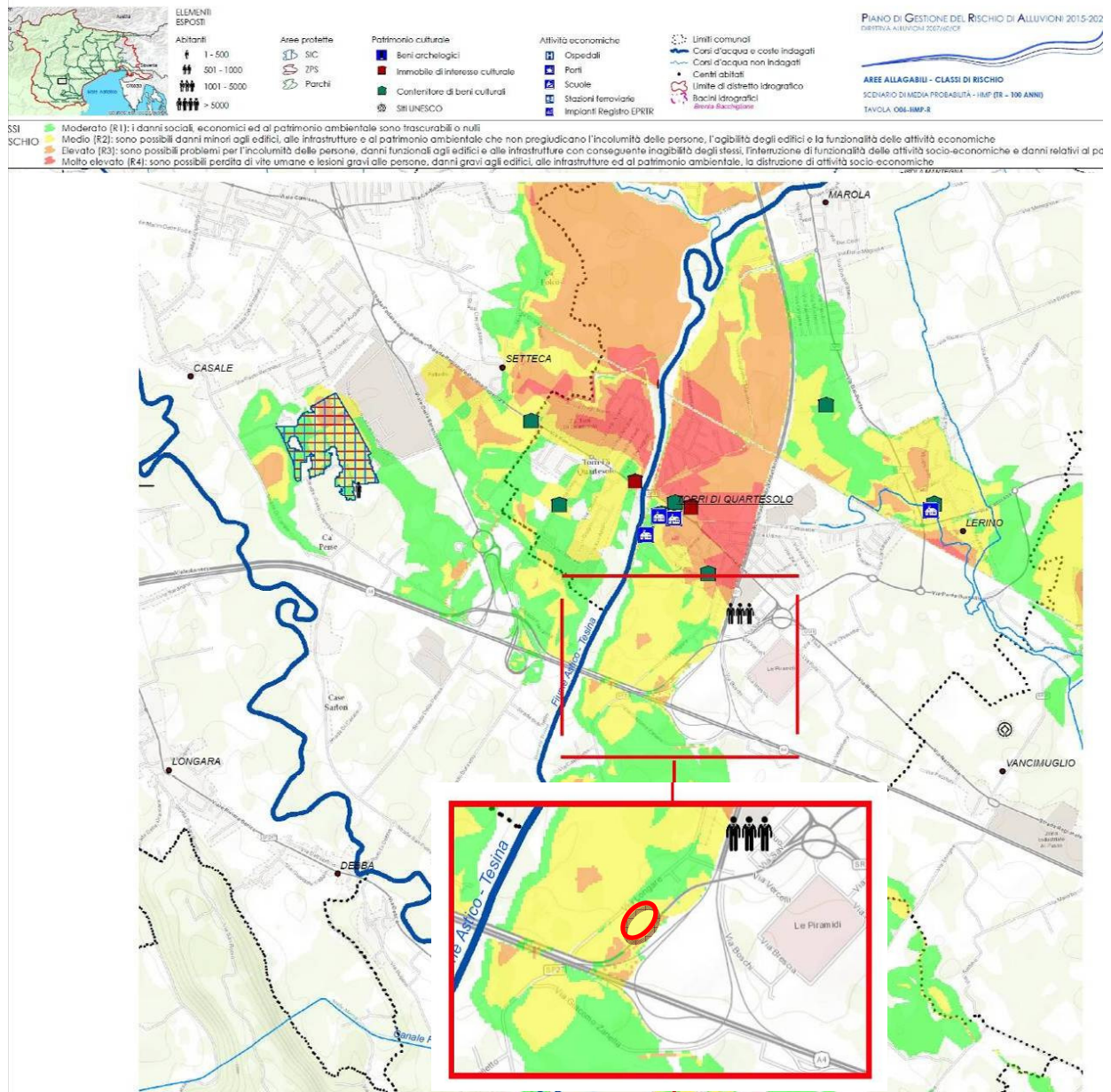


Fig. 21 – P.G.R.A. Carta delle Aree allagabili - Classi di Rischio con Tr=100anni (Tav.006): localizzazione dell'area di intervento

Dal punto di vista delle Classi di Rischio (fig.21), il P.G.R.A. evidenzia che le aree di intervento rientrano completamente nel rischio R2-Medio (aree di colore giallo). L'Autorità di Bacino evidenzia che in tali aree "sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economico". Pertanto, lo scenario rappresentato è compatibile con le attività previste nell'insediamento di progetto (stoccaggio inerti), avendo particolare riguardo al controllo dei rifiuti speciali stoccati nel fabbricato, che verrà analizzato in altro contesto.

## 8 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

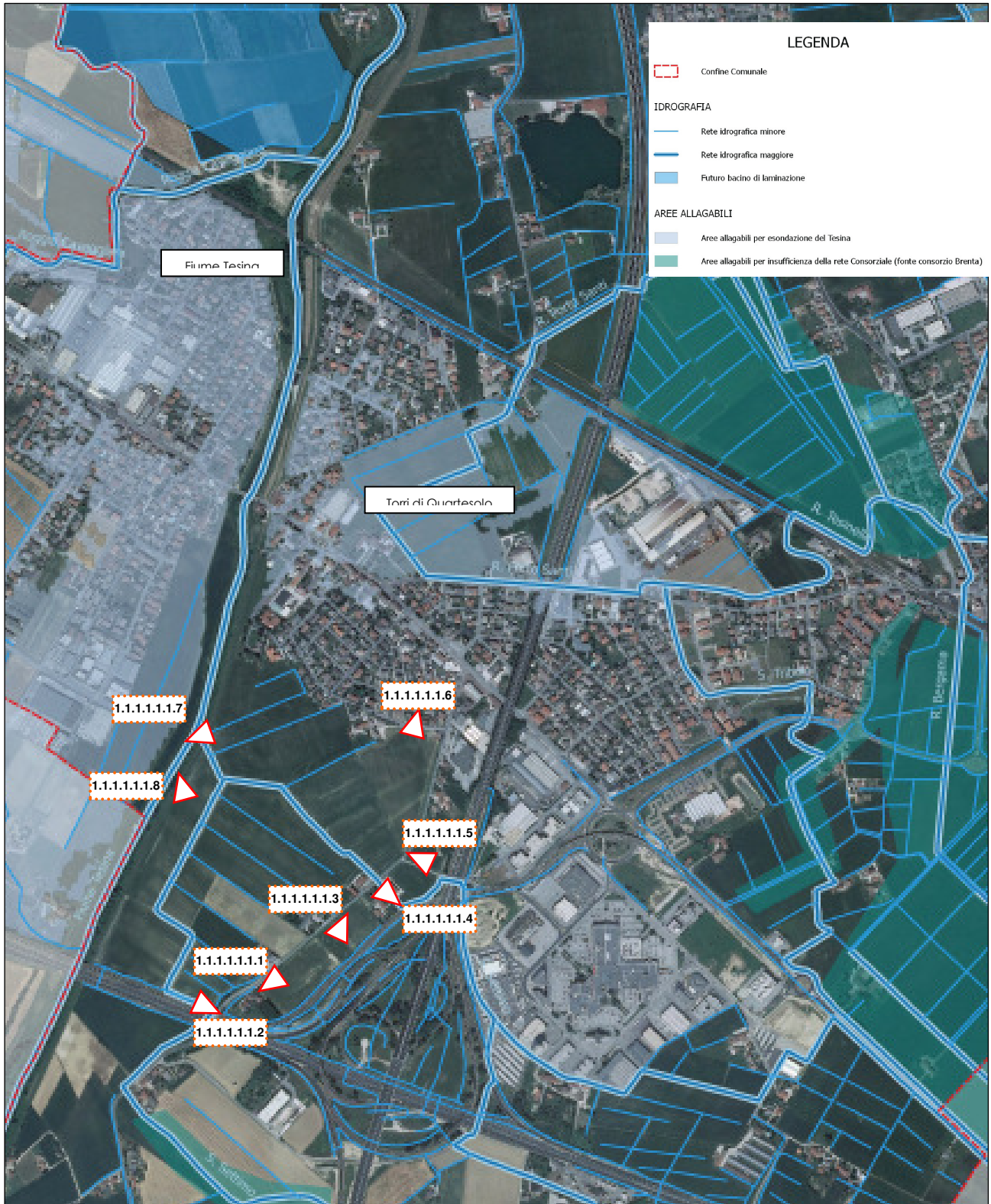






Foto 1 – Vista verso est dei terreni posti lungo l'argine sinistro del Fiume Tesina.



Foto 2 – Vista dall'argine sinistro del Fiume Tesina di un ramo dello Scolo Settimo.

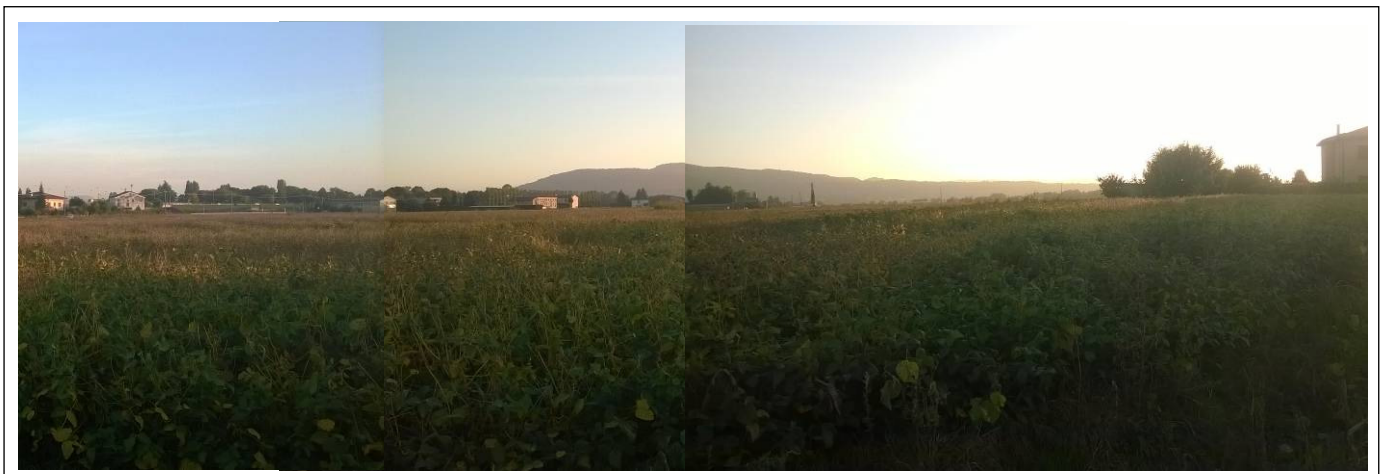


Foto 3 – Vista da nord delle aree allagabili a sud di Torri di Quartesolo.





Foto 4 – Vista verso est del sottopasso autostradale: a margine lo Scolò Settimo.



Foto 5 – Vista verso via Longare dello Scolò Settimo.



Foto 6 – Area di intervento: vista da nord lungo Via Longare.





Foto 7 – Aree allagabili ad est del fiume Tesina: vista verso ovest dal cavalcavia di via Longare sulla tangenziale sud di Vicenza.



Foto 8 – Rete di drenaggio superficiale lungo il margine est del comparto di progetto.



Foto 9 – Area di intervento: vista da sud e particolare del fosso di guardia lungo via Longare.

