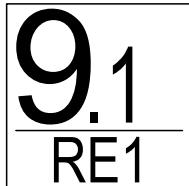


COMUNE DI JESOLO - VENEZIA



PIANO URBANISTICO ATTUATIVO DI INIZIATIVA PUBBLICA LOCALITÀ CA' FORNERA

in attuazione all'Accordo di Programma sottoscritto in data 11.01.2013
ai sensi dell'art.7 della Legge Regionale n.11 del 2004



SISTEMA DI RACCOLTA, SMALTIMENTO E DI INVASO DELLE ACQUE METEORICHE (ai sensi del D.G.R. 2948 del 06.10.2009)

Relazione di Compatibilità Idraulica

Committente:

SECIS srl
via Canalcalmo, 35 - 30016 Jesolo - (VE)

Progettista Opere Idrauliche:



Ing. Raffaele Picci
Ing. Nicola Bisetto

via Dell'Armi, 27/3 - 30027
San Donà di Piave - (VE)
Tel +39.0421.307.700 - Fax +39.0421.307.716
Web: www.ingegneria2p.it

Progettista del PUA:

ARCHITETTO
Giuseppe ZORZENONI
studio
progest

via XIII Martiri 3/2 - 30027
San Donà di Piave - (VE)
Tel +39.0421.53341 - Fax +39.0421.330722
e-mail: info@studiodiogest.net

REGIONE DEL VENETO
PROVINCIA DI VENEZIA



COMUNE DI JESOLO

**“PIANO URBANISTICO ATTUATIVO DI INIZIATIVA PUBBLICA IN LOCALITA' CA'
FORNERA”**

**RETE DI RACCOLTA, SMALTIMENTO E DI INVASO DELLE ACQUE
METEORICHE**

RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

INDICE

1	PREMESSE.....	3
2	QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO	4
2.1	D.G.R. N. 1322 DEL 10.05.2006 E SUCCESSIVE INTEGRAZIONI.....	4
3	INQUADRAMENTO METODOLOGICO	6
4	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	7
5	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO	9
6	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	10
7	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	11
8	LA RETE FOGNARIA	12
9	ANALISI IDROLOGICA	13
9.1	PLUVIOTERMOMETRO DI PROGETTO	14
10	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO.....	16
11	MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI, APPLICAZIONE AL PROGETTO E CALCOLO DEL VOLUME D'INVASO.....	18
11.1	GENERALITÀ ED APPLICAZIONE	18

12	APPLICAZIONE DEL MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI E CALCOLO DEL VOLUME DA INVASARE PER LE OPERE DI PROGETTO	19
12.1	CLASSIFICAZIONE DEL SUOLO SECONDO LO STATO ATTUALE E SECONDO LO STATO DI PROGETTO	19
12.2	ANALISI SECONDO LO STATO ATTUALE DEL PUA IN AMBITO PRIVATO	20
12.3	ANALISI SECONDO LO STATO FUTURO DEL PUNA IN AMBITO PRIVATO	20
12.3.1	ANALISI DEGLI EFFETTI DELLE OPERE DI PROGETTO	22
12.3.2	VERIFICA DELL'INVASO CON IL METODO CINEMATICO O RAZIONALE	23
12.4	RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI E SCELTA DEL VOLUME DI INVASO DA ADOTTARE	24
13	INTERVENTI DI TOMBINAMENTO DEL CANALE CONSORZIALE "NONO"	25
13.1	GENERALITÀ	25
13.2	LA CAPACITÀ DI PORTATA DEL CANALE CONSORZIALE "NONO"	26
13.3	IL FUNZIONAMENTO DELL'ATTRAVERSAMENTO	28
13.4	IL DIMENSIONAMENTO DELLO SCATOLARE DI PROGETTO	29
13.5	VERIFICA DEI VOLUMI DI INVASO SOTTRATTI CON IL TOMBINAMENTO DEL CANALE CONSORZIALE.....	29
14	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IDRAULICHE DI TRASPORTO, INVASO E LAMINAZIONE	31
14.1	CORPO IDRICO RICETTORE	32
14.2	IL MANUFATTO LIMITATORE DI PORTATA DELLA RETE IN AMBITO PRIVATO	32
15	PRESCRIZIONI GENERALI E NORME PROGETTUALI.....	33
15.1	METODOLOGIE COSTRUTTIVE.....	33
16	CONCLUSIONI.....	34
17	APPENDICE 1 : MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI E CALCOLO DEL VOLUME D'INVASO	35
17.1	DESCRIZIONE DEL PROCESSO FISICO DI FORMAZIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI	35
17.2	MECCANISMO DI GENERAZIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI	35
17.3	FORMULAZIONE DEL MODELLO MATEMATICO	36
17.4	CALCOLO DEL VOLUME D'INVASO	38

1 PREMESSE

La presente Relazione di Compatibilità Idraulica è finalizzata a fornire i dimensionamenti delle opere di mitigazione e compensazione idraulica per l'intervento di nuova urbanizzazione denominato “Piano Urbanistico Attuativo di iniziativa pubblica in località Ca’ Fornera” nel Comune di Jesolo.

Nel dettaglio l'intervento riguarda la nuova urbanizzazione di un area privata di circa 11.500,0 mq posta a sud dell'incrocio di via Trinchet con via Fornera, attualmente a carattere agricolo, e la riqualifica di una area pubblica esistente, di circa 5.800,0 mq, caratterizzata dalla viabilità, dal tombinamento di un tratto di canale consortile, da un parcheggio e una zona pedonale in località Ca’Fornera posta a nord-est del centro cittadino di Jesolo.

Gli interventi previsti dalla nuova urbanizzazione e dalle opere di riqualifica generano delle modificazioni nell'assetto idrologico ed idraulico del territorio che devono essere adeguatamente valutate.

Secondo quanto predisposto dalla Giunta Regionale con delibera n. 3637 del 12.02.2002, così come integrato con delibera n. 1322 del 2006, n. 1841 del 2007 e n. 2948 del 2009 si rende quindi necessario predisporre uno Studio di “Valutazione di Compatibilità Idraulica”.

A tal fine, la presente Relazione tratterà l'analisi, dal punto di vista idrologico ed idraulico, delle variazioni apportate alle superficie in esame, fornendo delle prescrizioni finalizzate alla costituzione di un nuovo assetto idrologico ed idraulico che non modifichi le attuali risposte dei bacini agli eventi meteorici e ove possibile le migliori con un maggior contenimento delle portate generate.

2 QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

2.1 D.G.R. N. 1322 DEL 10.05.2006 E SUCCESSIVE INTEGRAZIONI

La normativa a cui si riferisce la presente Valutazione è fornita dalla recente D.G.R. N. 1322 del 10.05.2006. Di seguito se ne riporta un estratto.

“Con deliberazione n. 3637 del 13.12.2002 la Giunta Regionale ha fornito gli indirizzi operativi e le linee guida per la verifica della compatibilità idraulica delle previsioni urbanistiche con la realtà idrografica e le caratteristiche idrologiche ed ambientali del territorio.

Con tale provvedimento è stato previsto che l’approvazione di un nuovo strumento urbanistico, ovvero di varianti a quello vigente, sia subordinata al parere della competente autorità idraulica su un apposito studio di compatibilità idraulica. Tale studio, al fine di evitare l’aggravio delle condizioni del regime idraulico, deve prevedere la realizzazione di idonee misure che abbiano funzioni compensative dell’alterazione provocata dalle nuove previsioni urbanistiche, nonché di verificare l’assenza di interferenze con i fenomeni di degrado idraulico e geologico indagati dai Piani per l’Assetto Idrogeologico (PAI) predisposti dalle competenti Autorità di Bacino.

In sede di applicazione della DGR citata si è appalesata la necessità che siano fornite ulteriori indicazioni per ottimizzare la procedura finalizzata ad assicurare un adeguato livello di sicurezza del territorio.

(...)

L’entrata in vigore della L.R. 23.04.2004 n. 11, nuova disciplina regionale per il governo del territorio, ha infatti modificato sensibilmente l’approccio per la pianificazione urbanistica talché si è evidenziata la necessità che anche la valutazione di compatibilità idraulica venga adeguata alle nuove procedure.

Contestualmente, il sistema organizzativo regionale sulla rete idraulica superficiale ha mutato assetto con l’istituzione nell’ambito regionale dei Distretti Idrografici di Bacino le cui competenze sono esercitate sull’intero bacino idrografico, superando i limiti dei circondari idraulici di ciascun Genio Civile.

D’altro canto anche il cosiddetto “sistema delle competenze” è andato modificandosi con l’affidamento della gestione della “rete idraulica minore” in delegazione amministrativa ai Consorzi di Bonifica, attivata con DGR 3260/2002 ed attualmente pienamente operativa.

Va inoltre ricordato che con deliberazione n. 4453 del 29 dicembre 2004 la Giunta Regionale ha adottato il Piano di Tutela delle Acque, di cui all’art. 44 del D.Lgs. 11.05.1999 n. 152, con il quale la procedura di “Valutazione di compatibilità idraulica” deve essere coerente.

E’ certamente maturata in questi anni la consapevolezza che l’azione antropica ha contribuito ad accrescere il rischio idraulico, influendo negativamente sui processi di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi nei corpi idrici, modificando la natura del regime idrologico ed incrementando sensibilmente i contributi specifici dei terreni.

L’esperienza acquisita in questo periodo di applicazione dai soggetti istituzionalmente preposti ha peraltro evidenziato la necessità di garantire omogeneità di approccio agli studi di compatibilità idraulica. Questi si concretizzano sostanzialmente in elaborazioni idrologiche ed idrauliche finalizzate a

definire progettualmente gli interventi che hanno funzione compensativa per garantire l' "invarianza idraulica", laddove il principio di invarianza idraulica delle trasformazioni del territorio viene così definito: "Per trasformazione del territorio ad invarianza idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa."

Tali elaborazioni possono essere supportate da indagini di tipo idrogeologico qualora le caratteristiche dei terreni possano essere significative ai fini del principio sovraesposto.

Proprio per aggiornare le modalità operative al nuovo assetto nel frattempo intervenuto e per aggiornare i contenuti e le procedure anche sulla base dell'esperienza maturata si rende necessario ridefinire le "Modalità operative e indicazioni tecniche" relative alla "Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici" riportate nell'allegato al presente provvedimento, di cui costituiscono parte integrante, che sostituiscono la precedente versione allegata alla DGR 3637/2002."

La Deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1322 del 10.05.2006, è stata successivamente integrata con la Deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1841 del 19.06.2007 e n 2948 del 6 Ottobre 2009, a modifica di quanto precedentemente stabilito, ed ha fornito un aggiornamento dei contenuti relativi alle modalità di valutazione della compatibilità idraulica degli interventi, subordinando quest'ultima al parere della competente autorità idraulica.

3 INQUADRAMENTO METODOLOGICO

Il progetto di “Piano Urbanistico Attuativo di iniziativa pubblica in località Ca’ Fornera” oggetto della seguente relazione, comporta una modifica morfologica del territorio per la realizzazione di nuove infrastrutture stradali, lotti edificabili e riqualifica dell’ambito pubblico esistente.

Tali modifiche sono maggiormente importanti se comportano l’aumento della superficie impermeabilizzata nell’ambito del bacino scolante in cui esse ricadono.

Dal punto di vista idraulico infatti una tale modificazione comporta sostanzialmente l’incremento della portata uscente dal bacino scolante in una certa sezione (sezione di chiusura del bacino sotteso dall’area in esame) in ragione del fatto che aumentando la superficie impermeabile si genera un incremento del valore delle precipitazioni efficaci, ed una corrispondente diminuzione della quantità di precipitazione soggetta ad infiltrazione naturale nel terreno.

La nuova quantità di precipitazione efficace (cioè il volume che complessivamente defluisce) dovrà quindi comunque essere allontanato, ma imponendo che la portata alla sezione di chiusura rimanga al più pari a quella attuale.

Quindi si dovrà operare in modo da aumentare i tempi di residenza incrementando i volumi di invaso disponibili.

Pertanto, per l’area soggetta a nuova urbanizzazione, lo studio in oggetto comporterà:

- una analisi idrologica del bacino di interesse finalizzata a ricavare lo ietogramma di progetto;
- un’analisi idraulica dello stesso allo stato attuale ed una nella sua nuova configurazione al fine di determinare le portate scolate dal bacino in esame ed i volumi d’invaso ove necessario;
- in base ai risultati forniti dall’analisi idraulica, definizione e prescrizione delle misure da attuare per la preservazione del territorio.

Tali misure saranno indirizzate alla costituzione di un assetto idrologico ed idraulico dell’area di interesse che non modifichi le attuali risposte agli eventi meteorici, ma anzi le migliori con un maggior contenimento delle portate rilasciate.

4 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area interessata dalle opere di nuova urbanizzazione si colloca a nord-est del centro cittadino di Jesolo. In particolare l'ambito di intervento si colloca nell'area compresa tra via Trinchet e via Fornera nell'omonima località.

Il territorio comunale di Jesolo si estende lungo la costa veneziana, su un territorio pianeggiante che si affaccia sul mare adriatico.

La maggioranza delle aree urbanizzate della città, si trovano su una sorta di "isola", delimitata dai fiumi: Piave nuovo (ad est), Piave Vecchio ad ovest, le acque del fiume Sile e la Laguna Veneta a sud-ovest e dal canale artificiale Cavetta (che parte dal centro di Jesolo paese e si inoltra verso Cortellazzo).

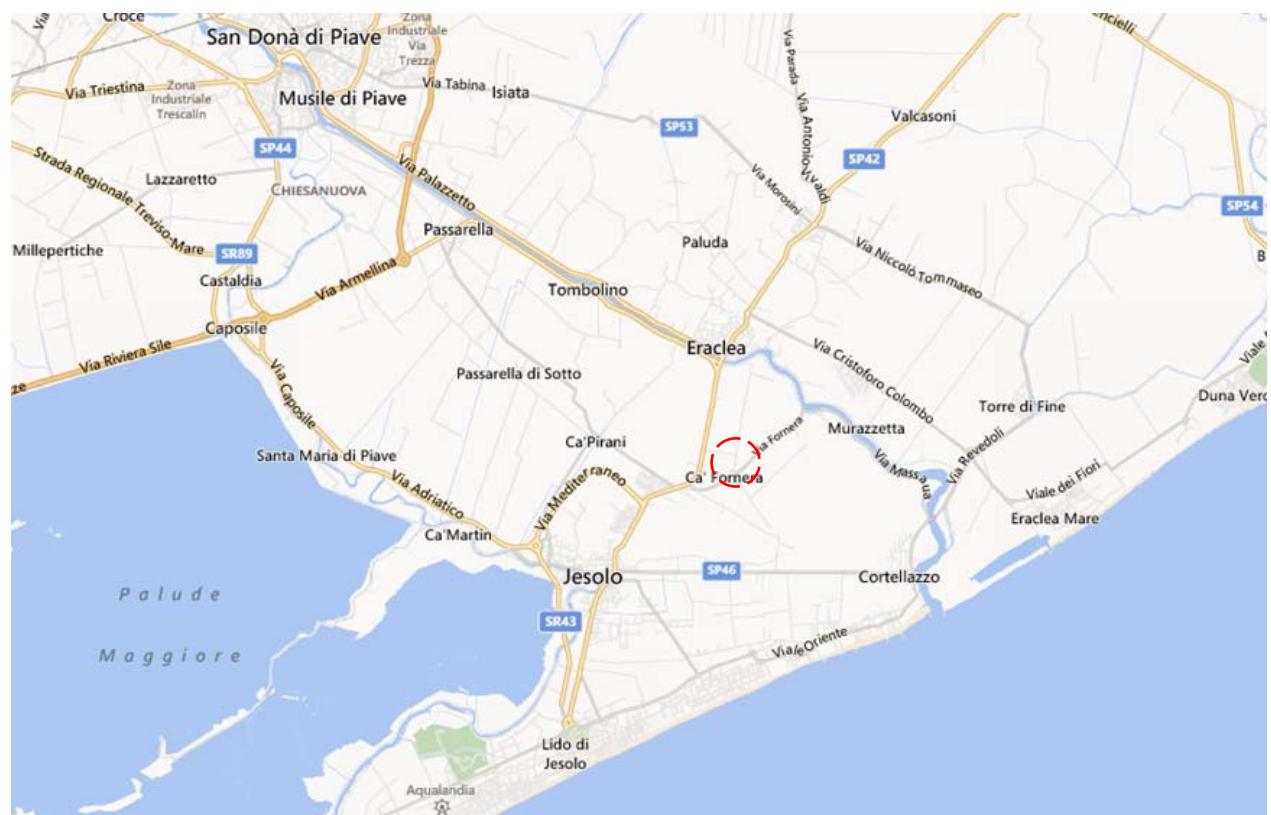


Figura 1 : Estratto cartografico con indicazione dell'area di intervento.

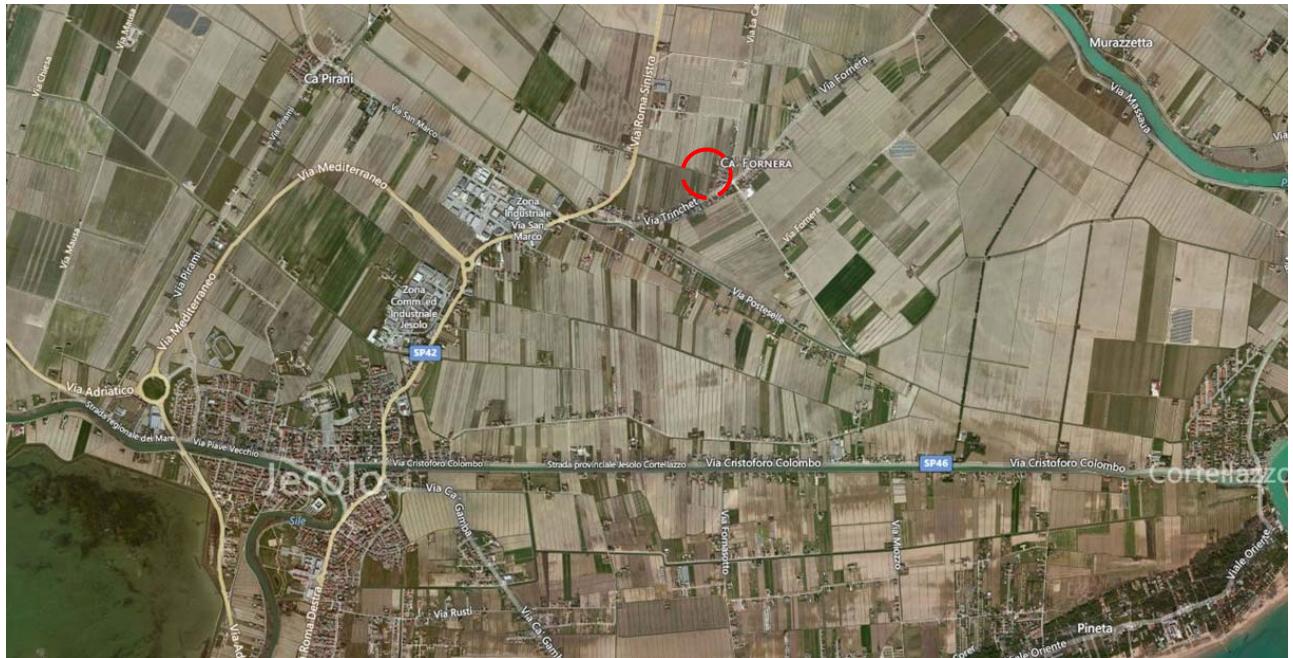


Figura 2 : Ripresa aerea della località Ca' Fornera con indicata l'area di intervento.



Figura 3 : Ripresa aerea della località Ca' Fornera con indicata in rosso l'area di intervento in ambito privato e in blu l'ambito di intervento in ambito pubblico.

5 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

Dal punto di vista idrografico il territorio in esame risulta compreso tra il fiume Piave, a est, dal fiume Sile a ovest ed il canale Cavetta a sud.

Tale area ricade nel bacino denominato “Cavazuccherina” e gestito dal Consorzio di Bonifica Veneto Orientale.

L'area di nuova urbanizzazione risulta delimitata lungo il perimetro nord-est dal canale consorziale denominato “Nono” con direzione di flusso sud-est nord-ovest.

Il canale si immette a ovest nel canale consorziale Terzo con recapito nel Sile attraverso l'impianto idrovoro di Jesolo.

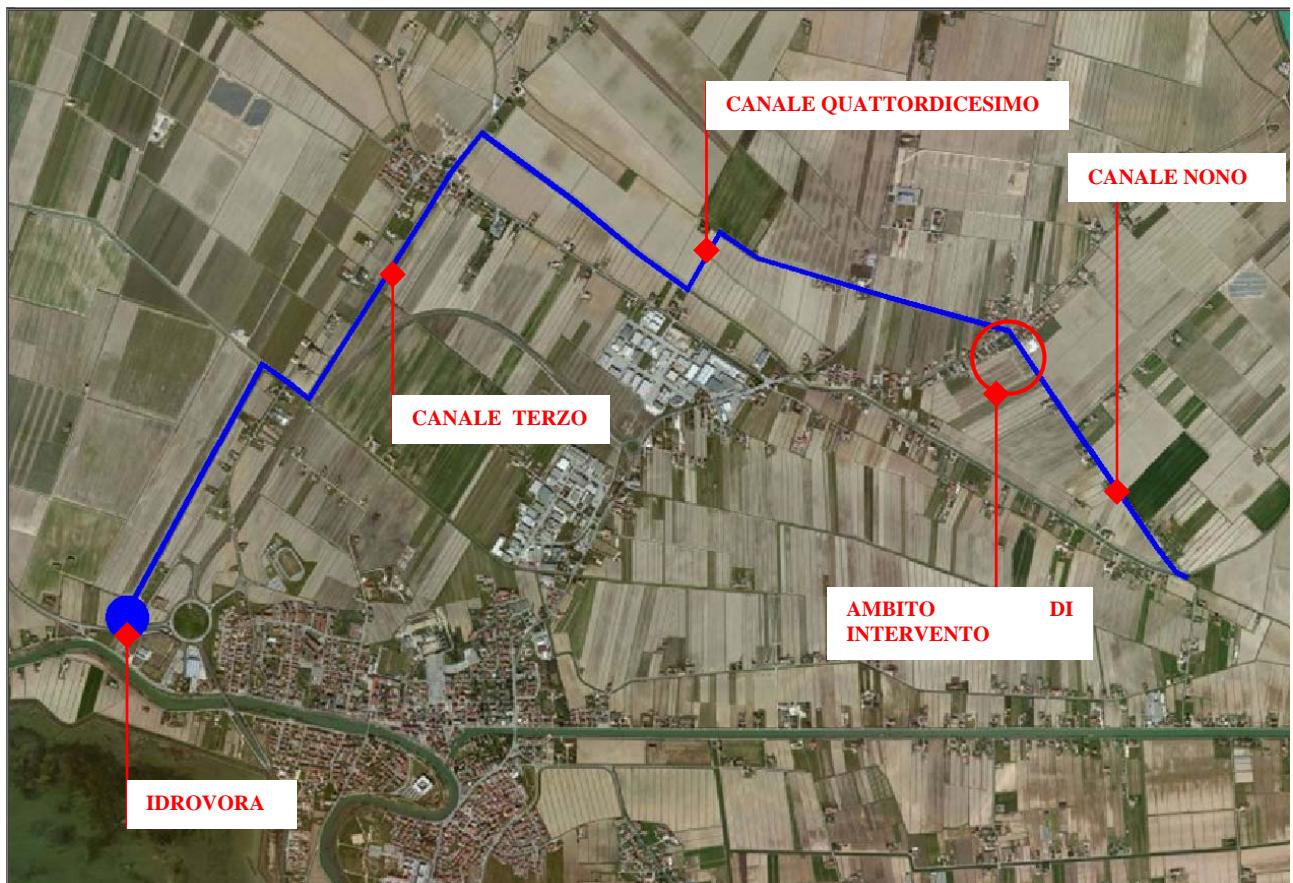


Figura 4 : Ripresa aerea con indicato il canale consorziale “Nono” e il suo percorso fino all'impianto idrovoro di Jesolo.

Per maggiori dettagli sull'idrografia del territorio si rimanda ai contenuti della carta idrografica allegata alla presente Valutazione di Compatibilità Idraulica.

6 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dalla sovrapposizione delle opere in progetto con la Carta Idrogeologica della Pianura (tratta dal Piano Regionale Attività di Cava) si evince che nella zona oggetto di intervento la quota media del tetto della falda freatica risulti mediamente $e - 2$ m s.m.m., con direzione di deflusso dell'acquifero nord ovest – sud est.

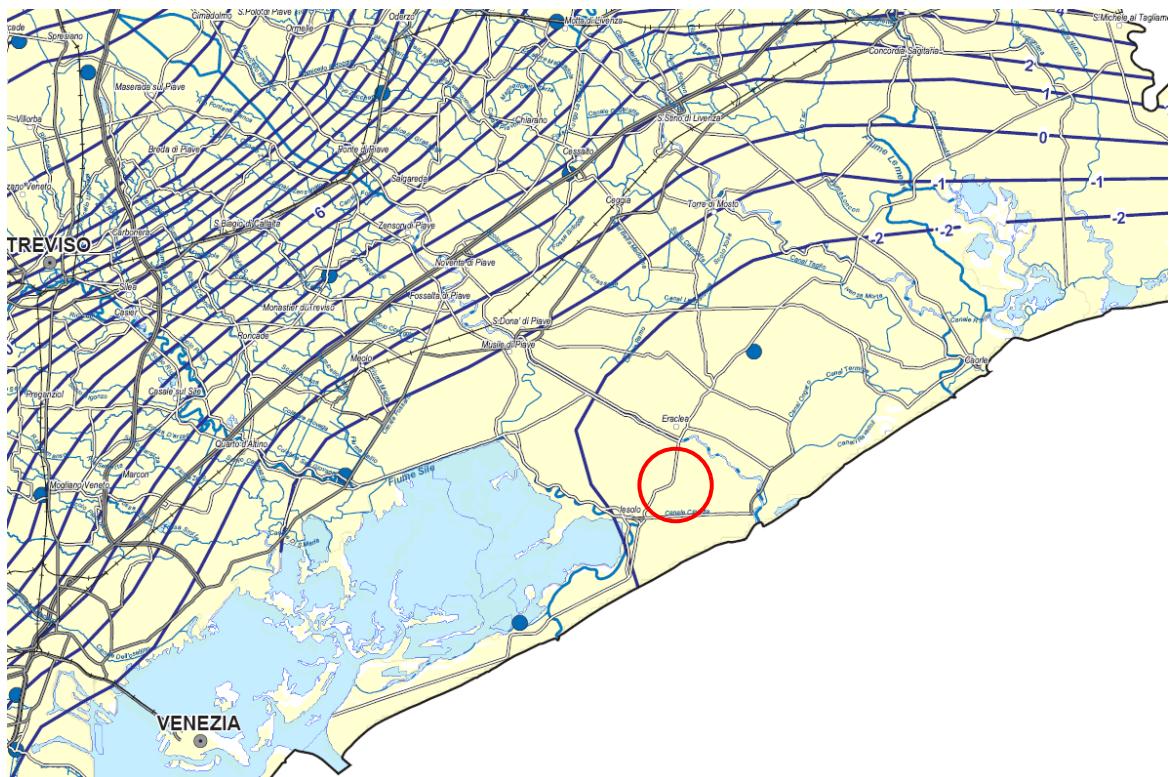


Figura 5 : Estratto della Carta Idrogeologica (P.R.A.C. 2008).

7 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dalla sovrapposizione delle opere in progetto con la Carta Geologica della Pianura (tratta dal Piano Regionale Attività di Cava) si evince che la zona oggetto di intervento risulta caratterizzata in prevalenza da limi e argille, come riportato nella figura seguente.

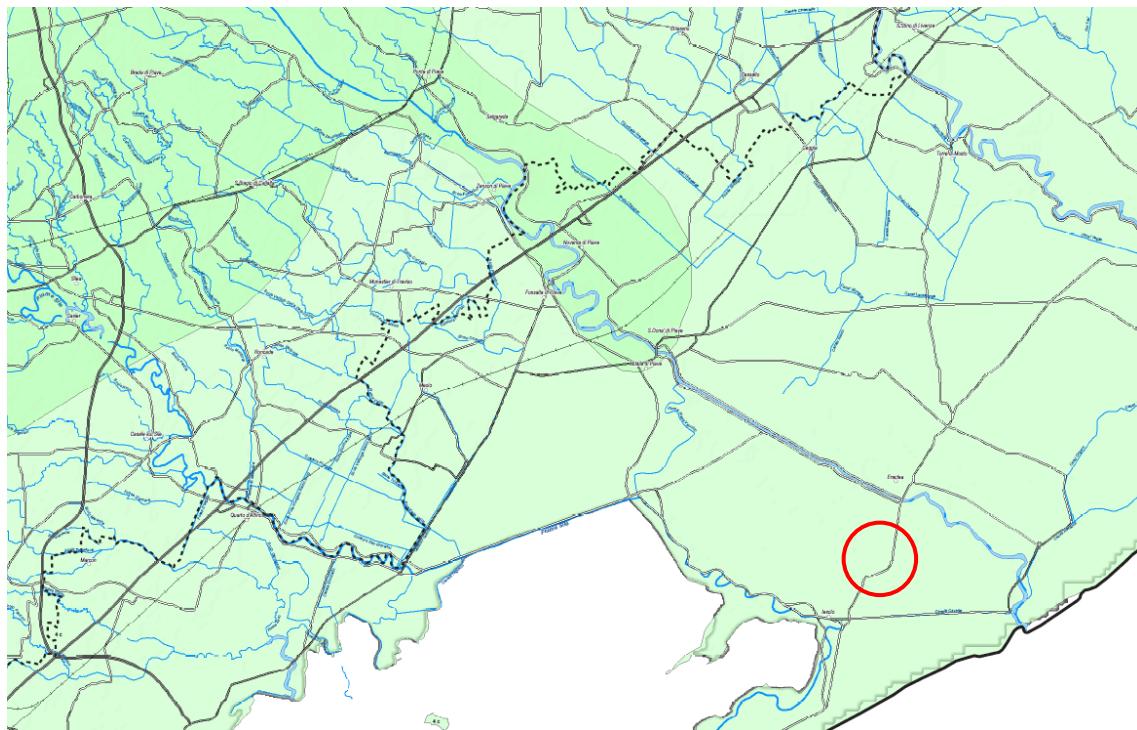


Figura 6 : Estratto della Carta Geologica (P.R.A.C. 2008).



Figura 7 : Legenda “Carta Geologica” (fonte: PRAC Veneto).

8 LA RETE FOGNARIA

La località di Ca' Fornera risulta caratterizzata da reti di fognatura del tipo separate.

In particolare è presente una linea di acque bianche che recapita al canale Consorziale "Nono" e una linea di fognatura nera, di recente costruzione, che raccoglie i reflui degli abitati e tramite un rilancio in linea ubicato in prossimità dell'incrocio vengono sollevati ed immessi nel collettore di via Trinchet con direzione di flusso nord-est – sud-ovest.

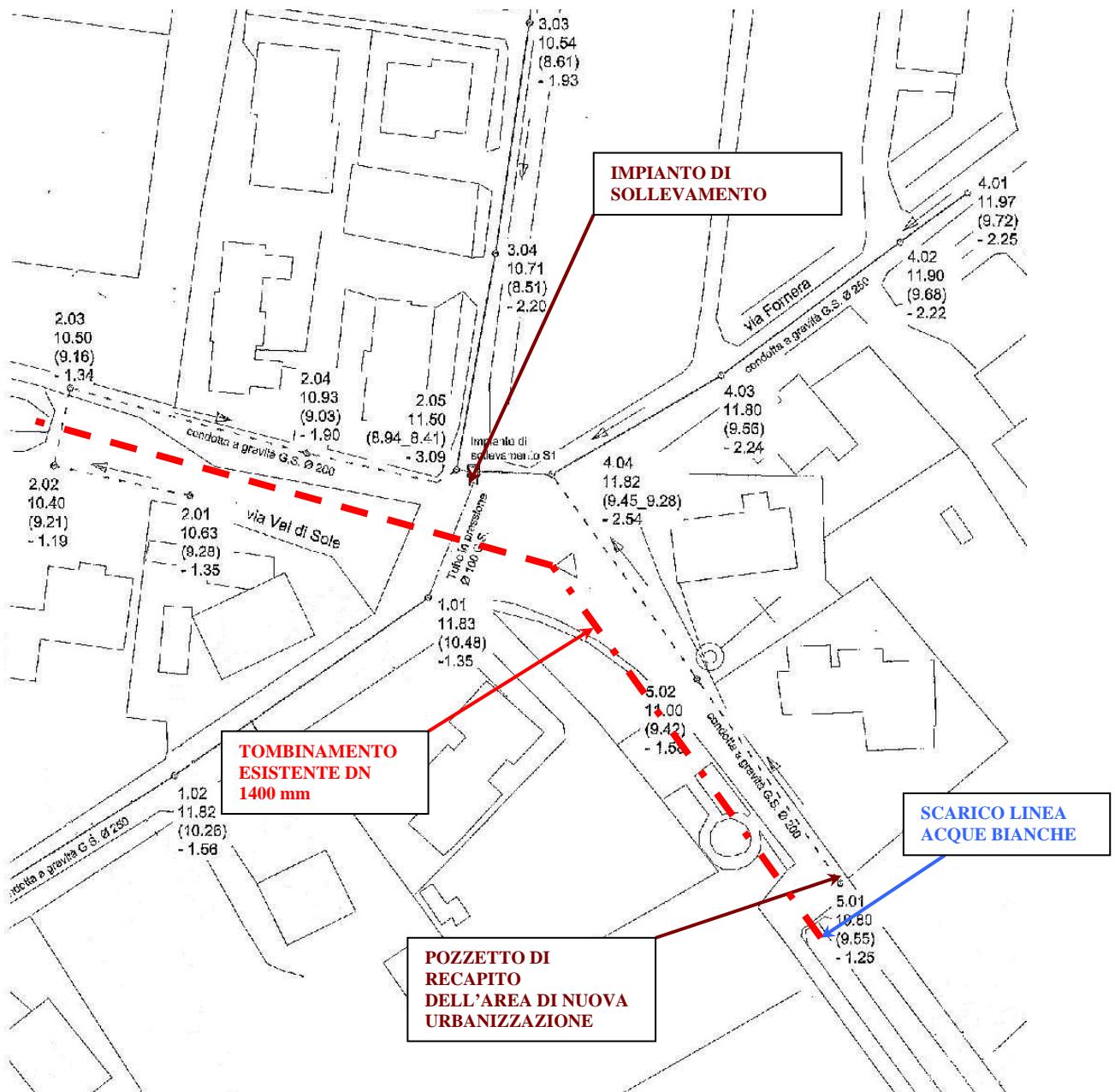


Figura 8 : Schema attuale della rete di fognatura nera esistente – fonte A.S.I.

9 ANALISI IDROLOGICA

Per lo studio ed il dimensionamento delle opere di progetto, supportati dall'utilizzo degli strumenti di simulazione matematica si sono utilizzati gli studi predisposti dal *Commissario Delegato per l'Emergenza concernente gli eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto nel Settembre 2007 (OPCM n. 3621 del 18.10.2007)*.

Facendo riferimento ad esse ed assumendo per il dimensionamento delle opere di mitigazione un tempo di ritorno di 50 anni, gli studi propongono la seguente curva di possibilità pluviometrica:

$$h = \frac{a}{(t+b)^c} \quad (\text{con } t \text{ in minuti})$$

Tale equazione fornisce l'altezza di precipitazione che può essere uguagliata o superata per precipitazioni di durata "t" mediamente una volta ogni Tr (tempo di ritorno) anni.

Si riporta nella tabella seguente i parametri della curva segnalatrice a tre parametri:

<i>T</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
2	18.5	10.8	0.819
5	23.8	11.8	0.813
10	25.4	11.7	0.799
20	25.9	11.3	0.781
30	25.8	10.9	0.769
50	25.4	10.4	0.754
100	24.5	9.6	0.732
200	23.2	8.7	0.709

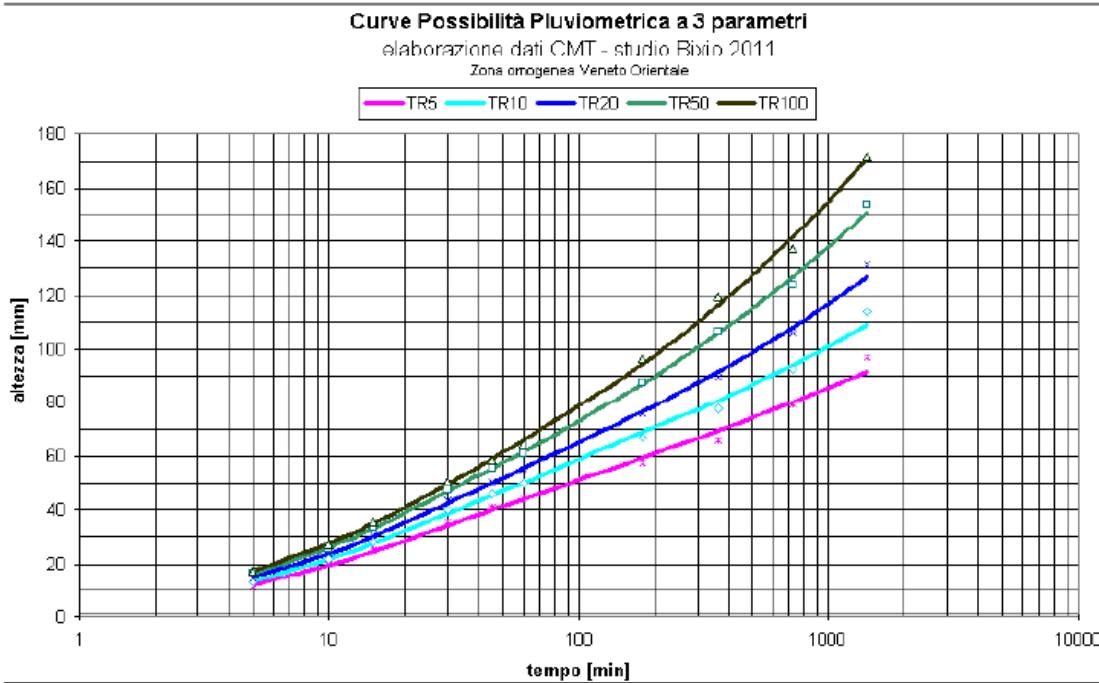


Grafico 1 : Andamento delle curve di pioggia al variare del Tempo di Ritorno.

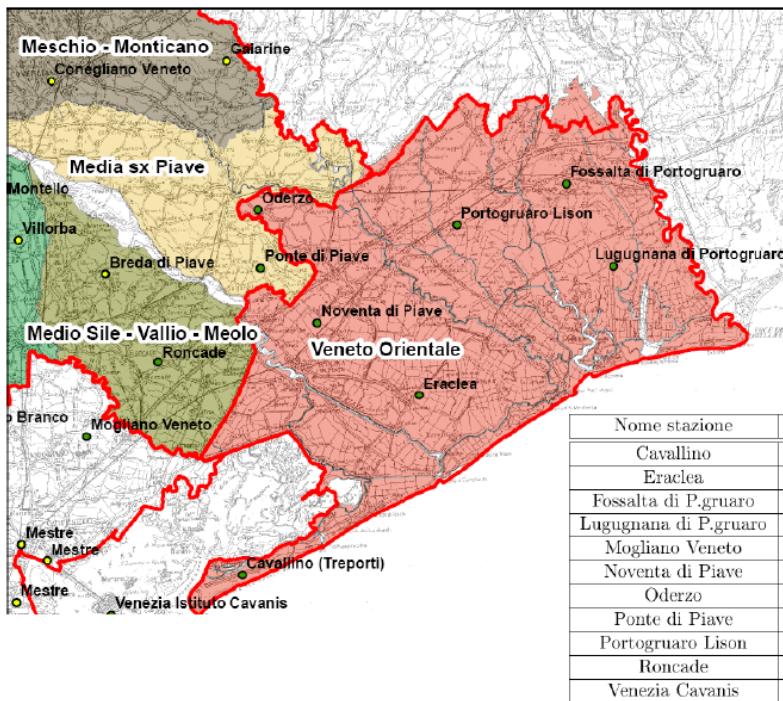


Figura 9: Estratto dallo studio del Commissario con individuazione delle Zone Omogenee e le stazioni di misura utilizzate.

9.1 PLUVIOPGRAMMA DI PROGETTO

Come prescritto dall'Allegato A alla D.g.r. n. 2948/2009, il tempo di ritorno cui fare riferimento viene definito, ovvero il periodo di tempo in cui l'evento di progetto viene in media uguagliato o superato, pari a 50 anni.

Il modello afflussi-deflussi utilizzato per la stima delle portate generate dai bacini, e dei volumi, si basa sulla simulazione di un evento di piena conseguente ad una precipitazione assunta come la più pericolosa tra quelle di una data frequenza o tempo di ritorno. Allo scopo si assume un pluviogramma di progetto con altezza di precipitazione costante (ietogramma costante), durante l'intero periodo di pioggia, e pari all'altezza fornita dalla curva di possibilità pluviometrica.

Al fine di stimare e verificare gli effetti della variazione d'uso del suolo nel sistema idraulico in cui si inserisce, si sono eseguite le calcolazioni per tempi di pioggia variabili da 1 ora a 9 ore.

Utilizzando la curva di possibilità pluviometrica evidenziata nel paragrafo precedente, si ottengono i seguenti valori:

Tempo di pioggia	Altezza di precipitazione	Intensità di pioggia
Ore	mm	mm/ora
1 h	61,65	61,65

Tempo di pioggia	Altezza di precipitazione	Intensità di pioggia
Ore	mm	mm/ora
2 h	77,46	38,73
3 h	87,34	29,11
4 h	94,73	23,68
5 h	100,70	20,14
6 h	105,77	17,63
9 h	117,69	13,08

Tabella 3 - Riepilogo al variare del tempo di precipitazione dell'altezza dell'intensità di pioggia.

10 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

Le opere di progetto si localizzano in località Ca' Fornera in un area compresa tra via Fornera e via Trinchet e prevedono sostanzialmente, **in ambito privato**, circa 11.500,0 mq, l'urbanizzazione di un area agricola ed il recupero di un vecchio fabbricato prospiciente via Trinchet ed **in ambito pubblico**, circa 5.800,0 mq, la riqualifica della viabilità esistente, dei camminamenti pedonali ed il tombinamento di un tratto di canale consortile.

Come riportato nella figura seguente le opere prevedono il completamento di un area pedonale in prossimità dell'incrocio, la demolizione di un vecchio fabbricato, la realizzazione di una nuova strada di penetrazione di sviluppo pari a 120 ml con annessi sottoservizi, la suddivisioni in lotti destinati alla costruzione di unità monofamiliare, bifamiliari e case a schiera. Per quanto riguarda l'area parcheggio posta a nord-est di via Fornera quest'ultima viene mantenuta pari all'esistente ovvero con sistemazione a ghiaino.

Si riporta nella figura seguente un estratto della tavola di progetto rimandando ai contenuti degli elaborati grafici allegati per maggiori dettagli.



Figura 10 : Estratto cartografico con gli interventi di progetto.



Figura 11 : Sulla sinistra l'area del parcheggio in ambito pubblico da mantenere a ghiaiano.

11 MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI, APPLICAZIONE AL PROGETTO E CALCOLO DEL VOLUME D'INVASO

11.1 GENERALITÀ ED APPLICAZIONE

Per stimare l'idrogramma di piena, ovvero la successione cronologica dei valori di portata che si verificano alla sezione di chiusura di un bacino con il relativo valore di colmo a partire dalla conoscenza della precipitazione di progetto, è necessario utilizzare un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

La simulazione mediante modelli matematici del processo di trasformazione delle precipitazioni in deflussi, che si verifica in un bacino idrografico, per la complessità dei fenomeni fisici coinvolti, rende necessaria l'introduzione di semplificazioni che riguardano sia le leggi che governano le varie fasi del processo che la rappresentazione geomorfologica ed idrografica del sottobacino stesso.

Il modello, di tipo concettuale, utilizzato in tale studio, viene descritto in Appendice 1.

Il modello afflussi-deflussi è stato applicato all'area di intervento in ambito privato (in quanto interessa una superficie superiore ai 10.000,0 mq), intesa come sottobacino scolante, essendo noti per essa i valori della superficie totale, della superficie totale impermeabilizzata, della pendenza media, e delle caratteristiche pedologiche in base alle quali si ricavano i parametri di Horton.

Il volume d'invaso è stato calcolato partendo dai risultati del modello afflussi-deflussi ovvero dall'analisi degli idrogrammi di piena generati dal bacino per un determinato tempo di pioggia. Lo schema adottato è descritto in Appendice 1.

12 APPLICAZIONE DEL MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI E CALCOLO DEL VOLUME DA INVASARE PER LE OPERE DI PROGETTO

Il modello afflussi-deflussi è stato applicato all'area oggetto di intervento per i tempi di pioggia presi in considerazione (1 ora, 2 ore, 3 ore, 4 ore, 5 ore, 6 ore e 9 ore).

Nei seguenti paragrafi si riportano le caratteristiche dei bacini presi in esame, ed i risultati ottenuti col modello afflussi-deflussi secondo lo stato attuale e secondo quanto previsto dalla stato di progetto oggetto di questo studio.

Lo studio è stato suddiviso nelle seguenti fasi:

- Classificazione del suolo secondo lo stato attuale e secondo lo stato di progetto;
- Stima delle portate generate allo stato attuale;
- Stima delle portate generate nello stato futuro;
- Calcolo dei volumi di invaso.

12.1 CLASSIFICAZIONE DEL SUOLO SECONDO LO STATO ATTUALE E SECONDO LO STATO DI PROGETTO

Ai fini del dimensionamento delle opere idrauliche e della invarianza idraulica, oggetto della presente Relazione, è di fondamentale importanza poter determinare la potenziale trasformazione dell'area in termini di futura impermeabilizzazione del territorio, in raffronto con la situazione *“ante operam”*.

Il grado di impermeabilizzazione verrà determinato assegnando i coefficienti di deflusso secondo quanto prescritto dall'Allegato A alla D.G.R. n.2948/09:

I coefficienti di deflusso andranno convenzionalmente assunti pari a 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,.....).

12.2 ANALISI SECONDO LO STATO ATTUALE DEL PUA IN AMBITO PRIVATO

Nel valutare la risposta idraulica del bacino allo stato attuale, si sono assunte le indicazioni riportate nel D.G.R. n.ro 2948 del 06 Ottobre 2009. L'area oggetto degli interventi di urbanizzazione, da un analisi della planimetria e da un sopralluogo effettuato, risulta prevalentemente a carattere agricolo.

Nel valutare la risposta idraulica del bacino allo stato attuale si è assunto che l'intera area in esame, contribuisca alla generazione di una portata massima nella misura di 10 l/s·ha, così come viene generalmente prescritto dal Consorzio di Bonifica per i nuovi interventi in area agricola.

L'area è stata considerata nel suo complesso agricola nonostante una porzione di essa (circa 3000 mq) risulti allo stato attuale già parzialmente edificata (recupero del fabbricato dismesso).



Figura 12 : Fabbricato dismesso oggetto di demolizione con recupero della cubatura.

12.3 ANALISI SECONDO LO STATO FUTURO DEL PUA IN AMBITO PRIVATO

L'area interessata dalle trasformazione urbanistica, dal punto di vista dell'estensione del bacino di trasformazione copre una superficie di circa 12.300,0 mq. In base alle indicazioni riportate nel citato D.G.R., l'area risulta così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	$S \varphi$ [mq]
verde	6723.80	0.2	1344.76
impermeabile	5562.51	0.9	5006.26
Totale (mq)	12286.31	51.7%	6351.02

Tabella 1 : Calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto dalle opere di nuova urbanizzazione.

Nel calcolo dell'aumento della superficie impermeabile si assume che l'area di 12.286,31 mq destinata ad opere di urbanizzazione, comporta una superficie impermeabile pari al 51.7%.

Noti pertanto i dati di impermeabilizzazione nello stato di progetto si è proceduto alla determinazione degli idrogrammi di piena per i vari tempi di pioggia esaminati.

I colmi delle onde di piena generate, i coefficienti udometrici e gli idrogrammi di piena sono riportati di seguito:

Dati	T_{1h}	T_{2h}	T_{3h}	T_{4h}	T_{5h}	T_{6h}	T_{9h}	u.m.
Q_{max}	110.58	69.47	52.22	42.51	36.13	31.57	23.50	l/s
u_{max}	90.01	56.54	42.50	34.60	29.40	25.70	19.13	l/s ha

Tabella 2 : Andamento dei colmi di piena e dei coefficienti udometrici al variare della durata di precipitazione.

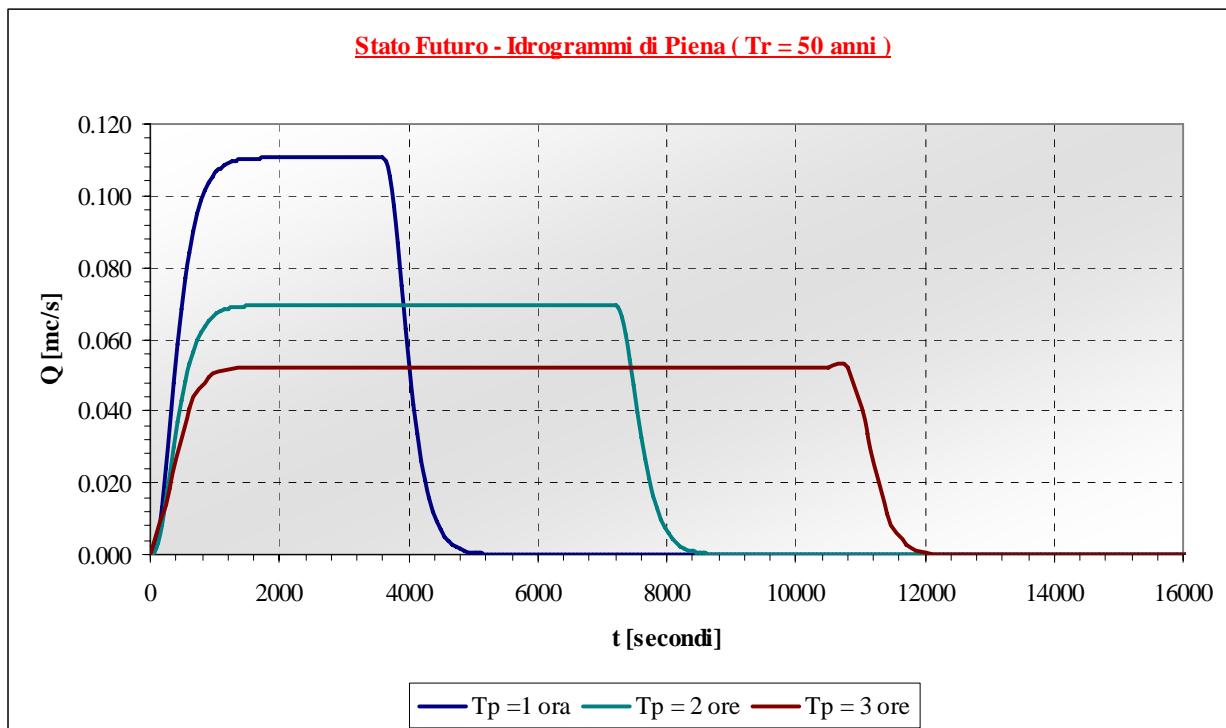


Figura 13 : Stato Futuro - Idrogrammi di piena al variare del tempo di precipitazione.

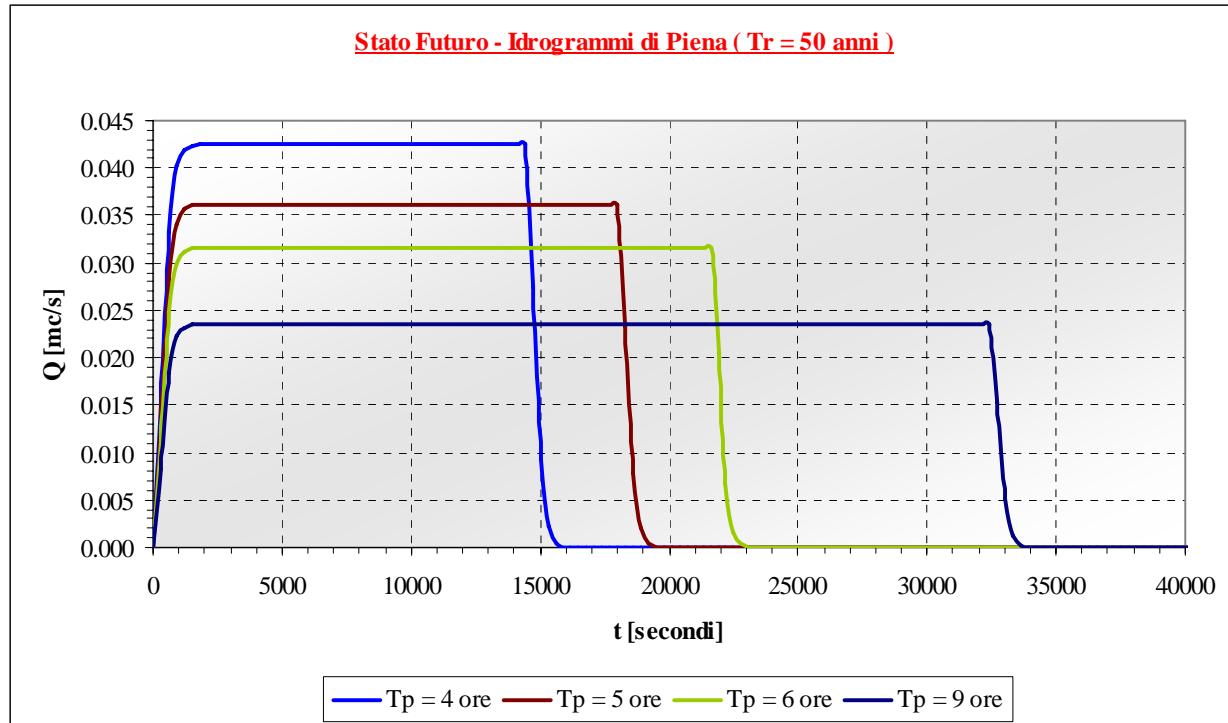


Figura 14 : Stato Futuro - Idrogrammi di piena al variare del tempo di precipitazione.

12.3.1 ANALISI DEGLI EFFETTI DELLE OPERE DI PROGETTO

La riqualifica dell'area di intervento, comporta un aumento della superficie impermeabile pari alla differenza tra lo stato futuro e lo stato di fatto delle superficie stimate ($51.7\% - 10\% = 41.7\%$).

Nel valutare le opere di invaso e mitigazione idraulica da realizzare ai fini dell'invarianza idraulica per l'incremento di superficie impermeabilizzata, allo stato di fatto si è assunto che l'area oggetto di trasformazione contribuisca alla generazione di una portata massima nella misura di $10 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$, così come viene usualmente prescritto dal Consorzio di Bonifica.

L'analisi idraulica compiuta ha portato alla determinazione della portata di picco, del coefficiente udometrico massimo e dei volumi di invaso rispettivamente per tutti i tempi di precipitazione presi in esame.

Si riporta di seguito una tabella contenente i risultati numerici ottenuti dalle simulazioni idrauliche dove:

- Q_{\max} = portata massima generata dall'incremento di superficie impermeabilizzata;

- u_{max} = coefficiente udometrico massimo generato pari al rapporto tra Q_{max} e la superficie del bacino;
- V = volume di invaso necessario per la laminazione delle piene, garantendo una portata in uscita equivalente alla portata allo stato di fatto. Per il calcolo si rimanda all'Appendice 1;
- ν_o = volume di invaso specifico per unità di superficie;

<i>t</i> [min/ore]	<i>Qmax</i> [l/s]	<i>umax</i> [l/s/ha]	<i>Vmax</i> [mc]	<i>νo</i> [mc/ha]
1 h	110.585	90.01	343.27	279.39
2 h	69.472	56.54	402.65	327.72
3 h	52.22	42.50	422.92	344.22
4 h	42.51	34.60	427.71	348.12
5 h	36.13	29.40	422.08	343.53
6 h	31.57	25.70	410.17	333.85
9 h	23.50	19.13	358.31	291.63

Tabella 3 : Riepilogo dei principali parametri idraulici al variare del tempo di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 4 ore, pari a 427,71 mc, pari ad un contributo specifico di 348,12 mc/ha sull'incremento di area urbanizzata.

12.3.2 VERIFICA DELL'INVASO CON IL METODO CINEMATICO O RAZIONALE

I volumi di invaso relativi ad una durata t della precipitazione sono dati dalla seguente equazione:

$$Wi = We - Wu = S \cdot \phi \cdot h - Q_u \cdot t$$

Dove:

- Wi è il volume di invaso;
- We è il volume meteorico in ingresso;
- Wu è il volume in uscita;
- S è la superficie del bacino;
- h è l'altezza di precipitazione;
- Q_u è la portata in uscita pari a 10 l/s·ha.

Il coefficiente di deflusso medio viene calcolato assegnando i coefficienti imposti dalla DGR 2948/09, indicati in precedenza.

La seguente tabella riassume i volumi di invaso al variare della durata della precipitazione, secondo la metodologia di calcolo con il metodo razionale ed applicando i coefficienti di cui alla DGR 2948/09:

Tp		h	Metodo Cinematico			Afflussi-Deflussi	
min	ore		We	Wu	Wi	Wi	
			[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	
60	1	61.65	391.52	44.231	347.29	343.27	
120	2	77.46	491.97	88.461	403.51	402.65	
180	3	87.34	554.73	132.692	422.04	422.92	
240	4	94.73	601.61	176.923	424.69	427.71	
300	5	100.70	639.57	221.154	418.42	422.08	
360	6	105.77	671.74	265.384	406.36	410.17	
540	9	117.69	747.48	398.076	349.40	358.31	

Tabella 4 : Confronto dei volumi di invaso calcolati con i due metodi specificati.

Gli invasi calcolati con il metodo cinematico risultano analoghi a quelli calcolati con il metodo afflussi-deflussi.

12.4 RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI E SCELTA DEL VOLUME DI INVASO DA ADOTTARE

Le tabelle ed le calcolazioni riportate nei precedenti paragrafi sono state analizzate con l'intento di ricercare il volume massimo da laminare per ogni durata di precipitazione in modo tale da garantire l'invarianza idraulica dell'area di interesse nella nuova configurazione di progetto, ai sensi del D.G.R. N. 2948/09.

L'andamento del volume di invaso dipende dal tempo di precipitazione adottato.

Dai calcoli riportati nei paragrafi precedenti si evince che ai fini l'invarianza idraulica delle nuove opere di progetto ricadenti in area privata si devono prevedere un volume utile di **427,71 mc.**

13 INTERVENTI DI TOMBINAMENTO DEL CANALE CONSORZIALE “NONO”

13.1 GENERALITÀ

Il layout di progetto, come visto nel paragrafo precedente, si contrappone al canale consorziale denominato “Nono” per un tratto di 115,0 m interessando le opere di nuova urbanizzazione.

Il canale “Nono” nasce a partire dal nodo idraulico in cui convergono il canale dodicesimo e tredicesimo.



Canale dodicesimo – vista verso monte



Canale tredicesimo – vista verso monte



Canale Secondo (SX) – Canale Nono (DX) - vista verso valle

A partire da tale nodo idraulico il canale principale prosegue con il nome “Secondo”, mentre sulla destra si dirama il canale “Nono”.

Il canale risulta allo stato attuale a cielo aperto fino a circa 85 m dall'incrocio stradale tra via Fornera e via Trinchet. L'attraversamento dell'abitato, che risulta circoscritto all'incrocio stradale summenzionato, avviene per mezzo di una tubazione circolare in calcestruzzo del diametro interno di 1400 mm.



Manufatto di imbocco DN 1400 mm



Manufatto di sbocco DN 1400 mm

L'attraversamento, di sviluppo pari a circa 185 m, risulta sostanzialmente sommerso lasciando presagire un funzionamento in pressione.

13.2 LA CAPACITÀ DI PORTATA DEL CANALE CONSORZIALE “NONO”

Con riferimento alla geometria ed al rilievo eseguito, si riporta di seguito la verifica della capacità di portata del canale di bonifica.

La portata massima trasportata dai fossati con funzionamento a gravità deriva dall'applicazione della seguente legge idraulica:

$$Q = K_s \cdot A \cdot RH^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Dove :

- K_s : coefficiente di scabrezza assunto pari a $30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$;
- A : area liquida all'interno della condotta;
- RH : raggio idraulico;
- i : pendenza del fossato pari a 0,785 %.

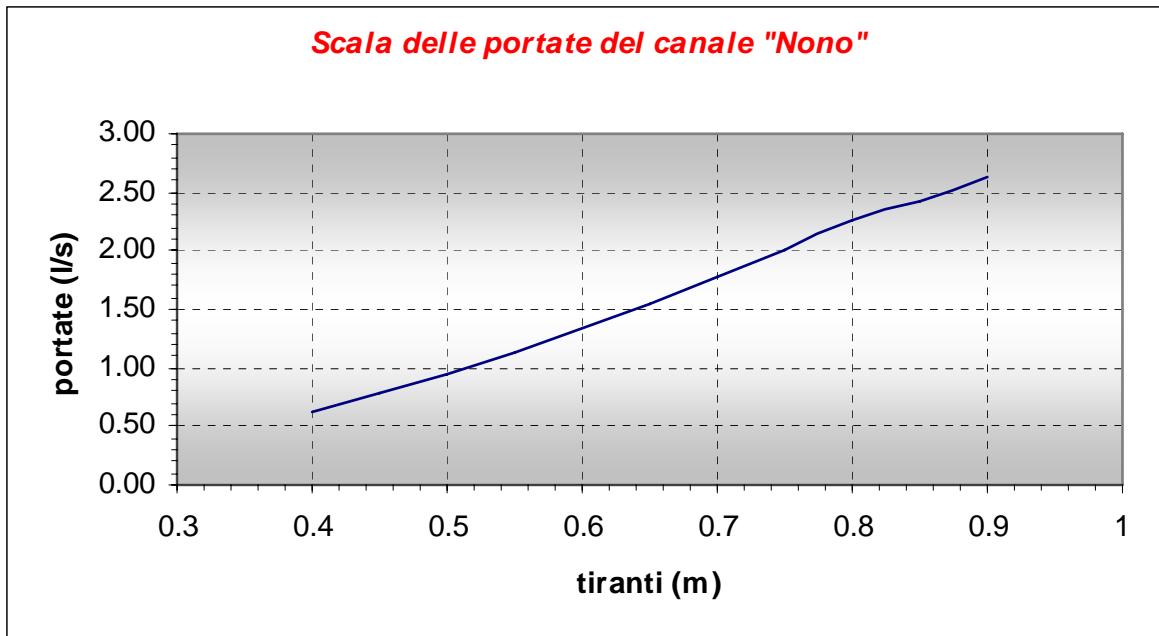


Figura 15 : Scala delle portate per fossato con larghezza al fondo di 1m.

Allo stato attuale l'annullamento del franco si ha per tiranti di circa 80 cm, a cui corrisponde la quota di sommità del ciglio lungo il lato sud del canale. A tale valore di tirante corrisponde una portata dell'ordine di 2,3 mc/s.

Nella tabella seguente si riporta la ricostruzione della scala delle portate.

y	A	P	Rh	ks	Q
m	mq	m	m	$\text{m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$	mc/s
0.4	1.63	5.24	0.31	30.00	0.63
0.45	1.89	5.41	0.35	30.00	0.79
0.5	2.15	5.57	0.39	30.00	0.95
0.55	2.41	5.74	0.42	30.00	1.14
0.6	2.68	5.90	0.45	30.00	1.34
0.65	2.96	6.07	0.49	30.00	1.55
0.7	3.25	6.23	0.52	30.00	1.77
0.75	3.54	6.40	0.55	30.00	2.01
0.8	3.84	6.56	0.59	30.00	2.26
0.85	4.16	7.22	0.58	30.00	2.42
0.9	4.51	7.79	0.58	30.00	2.63

Tabella 5 : Ricostruzione della scala delle portate del canale consorziale "Nono" allo stato attuale.

13.3 IL FUNZIONAMENTO DELL'ATTRAVERSAMENTO

Per la verifica idraulica dell'attraversamento sono stati svolti dei rilievi al fine di verificare la pendenza della tubazione ed il suo funzionamento, riscontrando quanto segue:

- All'imbocco la quota di scorrimento della tubazione circolare si presenta a circa 1,06 m al di sotto della quota di fondo del canale, posto a quota -0,15, con un deposito di materiale dell'ordine dei 47 cm; pertanto la quota di scorrimento della linea DN 1400 mm risulta pari a -1,21 m;
- Allo sbocco la quota di scorrimento della tubazione risulta pressoché alla stessa quota dell'imbocco con un deposito stimato in circa 10 cm.

La differenza di quota tra la tubazione DN 1400 mm ed il canale di monte comporta, oltre ad evidenti fenomeni di ostruzione, un funzionamento in pressione.

In caso di piena il moto che si andrà ad instaurare nella tubazione esistente sarà del tipo sottobattente, con imbocco e sbocco sommersi.

Essendo il tratto in pressione il dislivello Δh tra il carico di monte e di valle, trascurando cautelativamente la velocità nel canale all'imbocco e allo sbocco è dato dalla seguente equazione:

$$\Delta h = k_i \frac{v^2}{2g} + \frac{2gL}{ks^2 R_H^{4/3}} \cdot \frac{v^2}{2g} + k_s \frac{v^2}{2g}$$

Dove :

- k_i : coefficiente di perdita all'imbocco (0,5);
- v : velocità della corrente;
- k_s : coefficiente di perdita allo sbocco (0,5);
- L : lunghezza della botte a sifone;
- ks : coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler (assunto pari a 60 $m^{1/3}s^{-1}$);
- R_H : raggio idraulico.

Dall'applicazione della legge idraulica sopra riportata ne deriva che per far transitare a valle una portata di 2,26 mc/s si ha un sovrалzo all'imbocco di 58 cm, di cui 47 cm conseguenti alle perdite continue legate alla scabrezza della tubazione e 11 cm dovuti alla conformazione dell'imbocco e sbocco.

Tale sovralzo nella realtà è ampliato per effetto del deposito presente all'interno della condotta. Le problematiche idrauliche conseguenti a questo funzionamento non possono trovare soluzione all'interno di questo progetto in quanto richiede uno studio a livello di bacino ed esteso alle interconnessione del canale “Nono” con il resto della rete di bonifica. L'analisi condotta è stata pertanto di riferimento per il posizionamento e verifica altimetrica della tubazione scatolare di progetto.

13.4 IL DIMENSIONAMENTO DELLO SCATOLARE DI PROGETTO

Ai fini del tombinamento del canale a monte della tubazione circolare esistente si prevede la posa di uno scatolare di dimensioni interne 2,0 x 1,5 mq posto ad una quota di 70 cm superiore alla quota di scorrimento della linea DN 1400 mm esistente.

Tale scelta deriva nel garantire il funzionamento a gravità del canale consorziale.

Per la verifica e dimensionamento della tubazione scatolare a gravità, con la funzione di trasporto della portata massima, deriva dall'applicazione della seguente legge idraulica:

$$Q = K_s \cdot A \cdot RH^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Dove :

- K_s : coefficiente di scabrezza assunto pari a $70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$;
- A : area liquida all'interno della condotta scatolare (con grado di riempimento massimo del 95 %);
- RH : raggio idraulico;
- i : pendenza pari a 0.5 ‰.

Con tale assetto la portata massima trasportata risulta pari a 3,13 mc/s > 2,26 mc/s (massima capacità di portata del canale consorziale allo stato attuale).

13.5 VERIFICA DEI VOLUMI DI INVASO SOTTRATTI CON IL TOMBINAMENTO DEL CANALE CONSORZIALE

Il tombinamento di progetto comporta una sottrazione di invaso al canale consorziale “Nono”.

Al fine di stimare il volume sottratto si è dapprima individuato il volume utile allo stato attuale.

Sulla base del rilievo si sono elaborate cinque sezioni topografiche da cui si sono ricavati i valori riportati nella tabella seguente. L'area liquida calcolata corrispondenza alla massima capacità di

portata del canale consorziale per un livello pari a quello che si verrebbe a verificare in caso di annullamento del franco lungo la sponda sud.

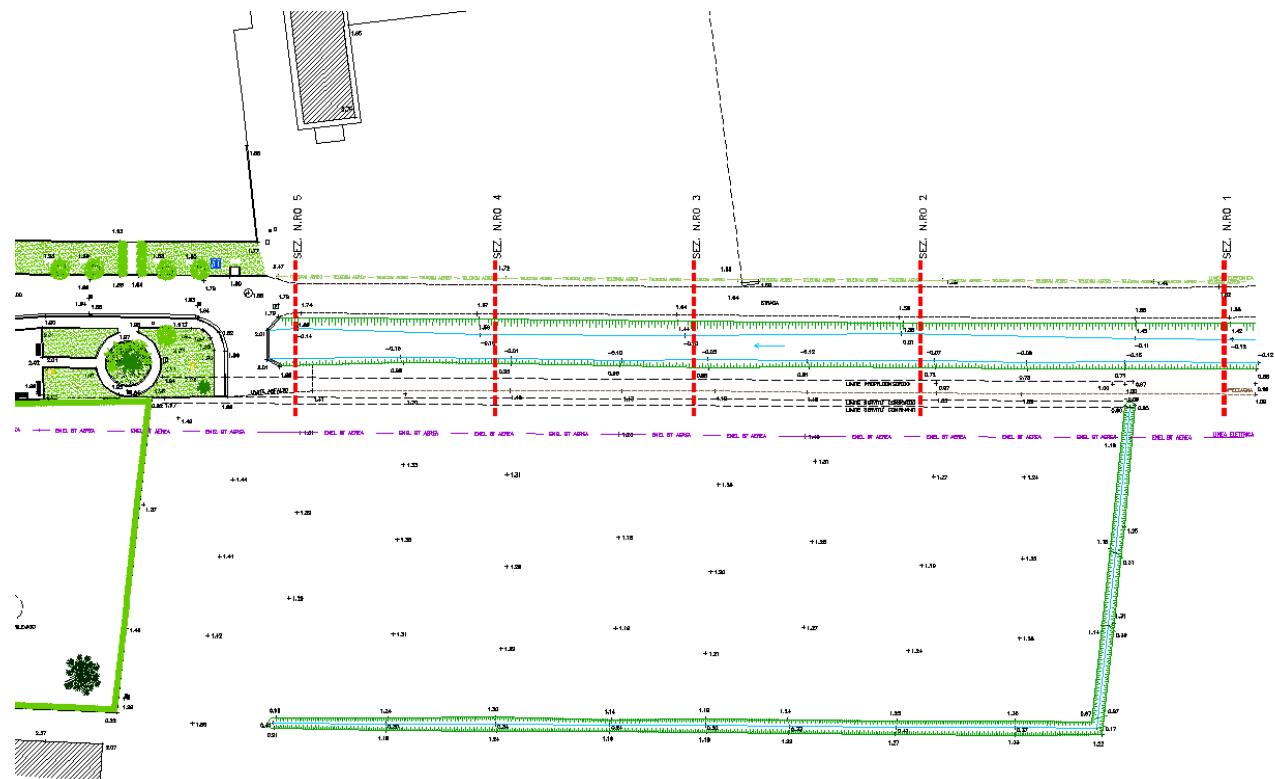


Figura 16 : Estratto del rilievo con indicate le sezioni riferimento per il calcolo del volume di invaso del canale consorziale.

Dai calcoli eseguiti si evince che allo stato attuale il volume reso disponibile dal canale consorziale risulta pari a 443,13 mc.

Sez.	Dist. Parz.	Dist. Prog.	Area	Area Media	Volume
n.ro	m	m	mq	mq	mc
1	0	0	3.89	-	0.00
2	19.7	19.7	3.78	3.84	75.57
3	33.7	53.4	3.74	3.76	202.21
4	31.5	84.9	3.63	3.68	318.24
5	30.1	115	4.67	4.15	443.13

Tabella 6 : Calcolo dei volumi di invaso del canale oggetto di tombinamento.

Con il tombinamento del canale consorziale, attraverso la posa di uno scatolare di dimensioni interne 2x1,5 mq, l'invaso disponibile risulta:

Volume tombinamento = 115 ml (lunghezza) x (2,0 x 1,425 mq – sezione liquida al 95%) = 327,75 mc.

Rispetto allo stato attuale, dove il volume risulta pari a 443,13 mc > 327,75 mc, risulta necessario recuperare un volume ulteriore pari a $443,13 - 327,75 = 115,38$ mc.

Tale volume andrà a sommarsi all'invaso previsto per le opere di nuova urbanizzazione e pari a **427,71 mc.**

Complessivamente all'interno del piano urbanistico attuativo dovrà essere disponibile un volume utile pari a $427,71 + 115,38 = 543,09$ mc.

14 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IDRAULICHE DI TRASPORTO, INVASO E LAMINAZIONE

Ai sensi del D.G.R. 2948 del 06.10.2009, ai fini dell'invarianza idraulica delle nuove opere si deve garantire un volume di invaso minimo di 543,09 mc (427,71 mc + 115,38 mc).

Le opere di mitigazione idraulica necessarie per la raccolta, il trasporto e l'invaso delle acque meteoriche consistono nella realizzazione di una bacino di invaso e nella posa di nuove linee in calcestruzzo.

Rimandando ai contenuti delle tavole grafiche per maggiori dettagli si riporta di seguito una sintesi degli interventi previsti.

Interventi previsti per l'urbanizzazione dell'area a sud di via Fornera – via Trinchet – AMBITO PRIVATO:

- Area di invaso e laminazione con quota di fondo pari a 0,20 m, superficie netta al fondo pari a 415 mq, volume di invaso garantito con battente di 95 cm = 463,0 mc;
- Linee DN 800 mm in calcestruzzo con immissione nel bacino di laminazione per uno sviluppo di 305 ml, volume di invaso utile con tirante medio in condotta di 72 cm = 145,57 mc;
- Linea DN 500 mm previsto per la raccolta delle acque lungo l'area pedonale prevista lungo via Trinchet per uno sviluppo di 55 ml, volume di invaso utile con tirante medio in condotta di 45 cm = 10,25 mc;
- Installazione di valvole a clapet su linea esistente.

Complessivamente il sistema di raccolta, trasporto e invaso acque meteoriche consente un invaso complessivo di 618.82 mc di invaso in ambito privato corrispondente ad un contributo specifico di invaso pari a 503,1 mc/ha.

Tale volume di invaso, pari a complessivi 618.82 mc consente il rispetto della normativa regionale in tema di invarianza idraulica, di recuperare il volume sottratto per il tobinamento del canale “Nono” e di garantire un accumulo ulteriore pari a 75,73 mc.

14.1 CORPO IDRICO RICETTORE

Le acque meteoriche generate dalle opere di nuova urbanizzazione previste dal “Piano Urbanistico Attuativo di iniziativa pubblica in località Ca’ Fornera”, verranno scaricate nel canale consorziale “Nono”.

14.2 IL MANUFATTO LIMITATORE DI PORTATA DELLA RETE IN AMBITO PRIVATO

Il manufatto di regolazione, interposto tra il bacino di invaso e il canale ricettore, sarà realizzato mediante pozetto di ispezione di dimensioni interne 150x150 cmq, al cui interno verrà alloggiato un setto in acciaio rimovibile e luce di fondo.

La luce di fondo avrà una sezione massima pari a 0,03 mq corrispondente ad una luce a sezione quadrata di dimensioni 6 x 5 cm. In uscita del pozetto la linea di scarico sarà una tubazione DN 300 mm in PVC presidiata da una valvola di non ritorno.

L’invaso massimo è previsto all’interno dell’area di laminazione con un tirante di 95 cm. Superato tale tirante l’acqua verrà smaltita tramite il setto stramazzante.

La verifica del setto è stata effettuata mediante la seguente espressione $Q = c_q \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$ attribuendo al coefficiente di contrazione Cq un valore pari a 0.41.

Considerando come portata di punta quella derivante da una precipitazione di 1 ora e pari a 111,0 l/s sul petto stramazzante di larghezza pari a 1,5 m lo smaltimento delle acque avviene con un tirante di 12 cm. Tale tirante pur mettendo in leggera pressione la rete fognaria progettata non è tale da provocare allagamenti.

15 PRESCRIZIONI GENERALI E NORME PROGETTUALI

In questa sezione si forniscono le prescrizioni e le indicazioni progettuali al fine di mantenere costante se non migliorare le riposte idrologiche dei bacini oggetto di riqualifica urbana.

15.1 METODOLOGIE COSTRUTTIVE

Per quanto concerne le metodologie costruttive si prescrive che:

- Le aree a verde, in particolare quelle con funzione di ricettore delle aree impermeabili limitrofe, dovranno assumere configurazione tale da massimizzare la capacità di trattenuta delle acque per la laminazione: se possibile quindi sarà auspicabile creare delle depressioni che potranno fungere da invaso;
- Qualsiasi sia la sua configurazione, tutto il sistema di smaltimento delle acque meteoriche utilizzato dovrà avere requisiti che garantiscano un agevole pulizia e manutenzione;
- L'eventuale innalzamento della quota del piano campagna dell'area interessata dall'intervento dovrà essere eseguito salvaguardando sotto il punto di vista idraulico le aree contermini;
- Dovranno essere ricostituiti tutti i collegamenti con fossati e scoli di vario tipo eventualmente esistenti, che non dovranno subire interclusioni o comunque perdere la loro attuale funzione;
- In corrispondenza dei recapiti dovrà essere installata una porta a vento per evitare fenomeni di rigurgito dai canali consortili.

16 CONCLUSIONI

Dalle analisi condotte si può affermare che gli interventi di progetto, con le specifiche e le prescrizioni sopra riportate, non determina dei cambiamenti nella risposta idraulica del territorio. Adottando quindi i dimensionamenti proposti per le opere ed i manufatti, quali idonei volumi di invaso in nuovi fossati non sarà sovraccaricato il sistema di bonifica esistente e modificato l'attuale assetto idraulico in condizioni di deflusso di piena.

I risultati ottenuti e le prescrizioni sono graficamente riportati negli elaborati grafici allegati al progetto a cui si rimanda.

Si conclude dunque che le opere previste dal “Piano Urbanistico Attuativo di iniziativa pubblica in località Ca' Fornera”, con l’applicazione delle opere di mitigazione idraulica precedentemente dimensionate, risulteranno idraulicamente compatibili secondo il principio dell’ ”invarianza idraulica”.

17 APPENDICE 1 : MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI E CALCOLO DEL VOLUME D'INVASO

17.1 DESCRIZIONE DEL PROCESSO FISICO DI FORMAZIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI

Per meglio comprendere il modello afflussi-deflussi, occorre descrivere sinteticamente i processi che avvengono all'interno del Sottobacino quando si verifica su di esso un evento di precipitazione di una certa entità.

Quando l'acqua meteorica raggiunge il terreno (dopo un eventuale processo di intercettazione da parte della vegetazione) parte di essa evapora e ritorna nell'atmosfera; tale processo risulta però trascurabile nel caso di precipitazioni intense di breve durata.

L'acqua sul terreno in parte si infiltra nel suolo, inizialmente in quantità elevata e con velocità sempre più ridotta al procedere della precipitazione fino a quando l'intensità della pioggia supera la capacità di infiltrazione del terreno; a questo punto l'acqua che cade non riesce più tutta ad infiltrarsi per cui il surplus rimane sulla superficie del terreno ristagnando o dando luogo ad uno scorrimento sui versanti del Sottobacino.

Si formano quindi dei rigagnoli ad andamento irregolare che si raccolgono in una rete di rigagnoli di maggiori dimensioni al procedere dello scorrimento fino ad immettersi nella rete drenante vera e propria, qui si forma un'onda di piena che trasferisce la propria forma nella rete collettrice con un processo di propagazione.

17.2 MECCANISMO DI GENERAZIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI

Nel modello utilizzato i meccanismi di generazione dei deflussi superficiali risultano diversi a seconda che il suolo su cui cade l'acqua meteorica sia impermeabilizzato (nel caso cioè di zone urbanizzate) o meno.

Qui di seguito vengono descritti i modelli di filtrazione e detenzione superficiali assunti alla base delle simulazioni effettuate.

Arearie permeabili

Per quanto concerne le aree non impermeabilizzate dall'intervento antropico, si è utilizzato il modello di Horton di generazione dei deflussi superficiali.

Si è quindi ipotizzato che l'acqua di precipitazione in parte si accumuli nelle depressioni superficiali del terreno ed in parte si infiltrai nel terreno fino a saturarlo, a questo punto l'acqua

meteorica si infiltra solamente in minima parte e praticamente tutta scorre in superficie fino a raggiungere la rete drenante.

La formulazione matematica del processo di infiltrazione sopra descritto è riassumibile nella curva di Horton:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

dove:

- $f(t)$ è la capacità di infiltrazione nel tempo espressa in mm/h
- f_0 è l'infiltrazione massima che si verifica al tempo $t = 0$
- f_c è il valore di infiltrazione raggiunto asintoticamente ad un tempo infinito
- k è una costante che qualifica la velocità dell'esaurimento, cioè del passaggio dal valore f_0 al valore f_c .

Ogni suolo è quindi caratterizzato da quattro parametri f_0 , f_c e k e la detenzione superficiale ds .

Dai dati disponibili in letteratura e dai test di validità del modello effettuati con misure sperimentali e tramite confronto con altri modelli matematici, si può ritenere che il coefficiente k può assumersi pari 4.14 h^{-1} .

Aree impermeabili

Per le aree impermeabilizzate dagli insediamenti antropici, la pioggia netta efficace è stata ottenuta mediante la sola sottrazione della detenzione superficiale stimata, secondo valori di letteratura, pari a 1.57 mm.

17.3 FORMULAZIONE DEL MODELLO MATEMATICO

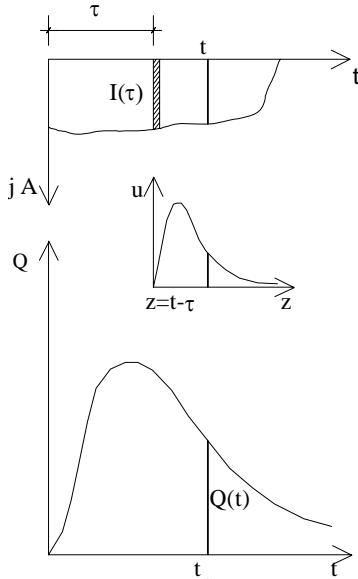
Il modello matematico utilizzato è un modello concettuale che si basa sulla schematizzazione separata delle aree permeabili e di quelle impermeabili come due serbatoi lineari in parallelo.

Dato uno iogramma efficace qualsiasi è possibile per ogni parte del Sottobacino (permeabile ed impermeabile) determinare per convoluzione l'idrogramma dei deflussi superficiali corrispondenti per poi sommarli ed ottenere quindi l'idrogramma di piena della totalità del Sottobacino.

La precipitazione elementare avente un volume:

$$dV = I(\tau) dt$$

genera un idrogramma che si ottiene da quello dell'idrogramma unitario (generato da una precipitazione netta di volume unitario) moltiplicando le ordinate per dV .



L'ordinata dell'idrogramma al tempo t sarà data dalla somma dei contributi delle precipitazioni elementari di durata $d\tau$ compresa tra 0 e t , ovvero dal seguente integrale denominato integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t u(t - \tau) \cdot I(\tau) \cdot d\tau .$$

Per la determinazione dell'idrogramma unitario, si ricorre alla schematizzazione separata degli apporti provenienti dalle aree permeabili ed impermeabili del Sottobacino che vengono schematizzate mediante due serbatoi lineari aventi cioè la seguente relazione tra portata uscente e volume invasato:

$$V = K \cdot Q .$$

Si consideri l'equazione di continuità dei serbatoi:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dV}{dt} = K \cdot \frac{dQ}{dt} ,$$

moltiplicando entrambi i membri per $e^{\frac{t}{K}}$ si ottiene:

$$e^{\frac{t}{K}} \cdot I(t) = e^{\frac{t}{K}} \cdot Q(t) + e^{\frac{t}{K}} \cdot K \cdot \frac{dQ}{dt} = \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{K}} \cdot K \cdot Q(t) \right]$$

e quindi integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\int_0^t e^{\frac{\tau}{K}} \cdot I(\tau) \cdot d\tau = \int_0^t \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{\tau}{K}} \cdot K \cdot Q(\tau) \right] \cdot dt = e^{\frac{t}{K}} \cdot K \cdot Q(t) .$$

Si ottiene perciò:

$$Q(t) = \int_0^t \frac{e^{-\frac{t-\tau}{K}}}{K} \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

che confrontata con l'integrale di convoluzione fornisce:

$$u(t) = \frac{e^{-\frac{t}{K}}}{K}.$$

Il valore del coefficiente di invaso K per entrambi i serbatoi (che simulano l'area impermeabile e quella permeabile rispettivamente) si ottiene dalla seguente relazione basata sulla teoria dell'onda cinematica:

$$K = \frac{a \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I_{MAX}^{0.4} \cdot S^{0.3}}$$

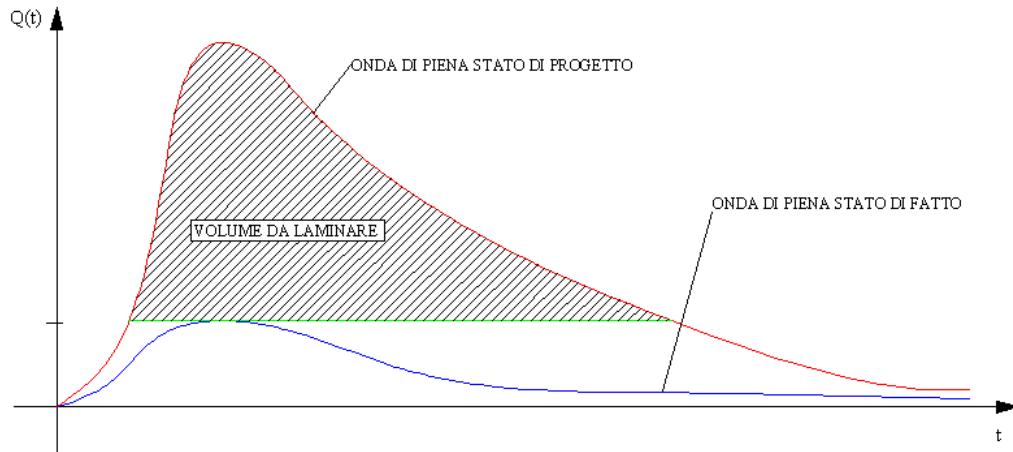
dove:

- K è il coefficiente di invaso;
- L è la lunghezza del Sottobacino;
- Imax è l'intensità massima della pioggia netta;
- n è il coefficiente di scabrezza superficiale di Manning assunto pari a 0.25 per le aree permeabili e pari a 0.013 per quelle impermeabilizzate;
- S è la pendenza del Sottobacino;
- a è un fattore di conversione dimensionale.

17.4 CALCOLO DEL VOLUME D'INVASO

Il volume che deve essere invasato all'interno del nuovo sistema di invaso e rilasciato in un secondo tempo è stato determinato come la differenza, per ogni istante considerato, tra la piena generata nelle condizioni attuali e quelle previste a seguito delle nuove urbanizzazioni.

Tale concetto si può tradurre anche graficamente come segue:



Quindi, allo stato attuale, per ogni tempo t_i , si verifica la portata $Q_f(t_i)$, precedente al tempo $t_{i+\Delta t}$ per il quale si verifica la portata $Q_f(t_{i+\Delta t})$; mentre allo stato di progetto si hanno per gli stessi istanti le portate $Q_p(t_i)$ e $Q_p(t_{i+\Delta t})$. Essendo la portata di colmo dell'idrogramma di piena allo stato di fatto Q_{cf} il volume è stato determinato quindi come:

$$V = \int [Q_p(t) - Q_{cf}] dt$$

ovvero essendo noto l'idrogramma di piena discretizzato per valori temporali t_i

$$V = \sum_i [Q_p(t_i) - Q_{cf}] \Delta t .$$