

COMUNE DI FORTE DEI MARMI

Provincia di Lucca

**COMPARTO EDIFICATORIO AT1C - AMBITO TERRITORIALE
AT1**

TITOLO

STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO INTEGRAZIONE

OGGETTO



RELAZIONE



ALL. 1i

COMMITTENTI:

Sigg.ri Dazzi Manrico, Dazzi Brunella Manuela, Sarti Anna, Sarti Sergio Romano, Sarti Riccardo, Sarti Katia, Bresciani Angelo, Bresciani Luca, Lucarini Antonella, Lucarini Michela, Salis Filippo, Tesconi Nada
Operatori Edilizia Pubblica Convenzionata: Coop. Edil. ACLI 3a s.r.l.,
Coop. Edil. Verde Cinque s.r.l.

I Tecnici :

Prof. Ing. Carlo Viti
Dott. Ing. Stefano Nardi

Data : Ottobre 2014

COMUNE DI FORTE DEI MARMI
PROVINCIA DI LUCCA

**STUDIO IDROLOGICO-IDRAULICO A SUPPORTO DEL
PIANO COMPLESSO DI INTERVENTO
PIANO ATTUATIVO RELATIVO ALL'AMBITO AT1-C
INTEGRAZIONE**

1 - PREMESSE

La presente relazione idrologico-idraulica è stata redatta a seguito della richiesta espressa dal Consorzio di Bonifica Versilia-Massaciuccoli in occasione della Conferenza dei Servizi del 06 febbraio 2013 presso il Comune di Forte dei Marmi a supporto del progetto del Piano Attuativo relativo all'ambito AT1-C definito nel Piano Complesso di Intervento del Comune; esso è sito nel Comune di Forte dei Marmi in località Caranna.

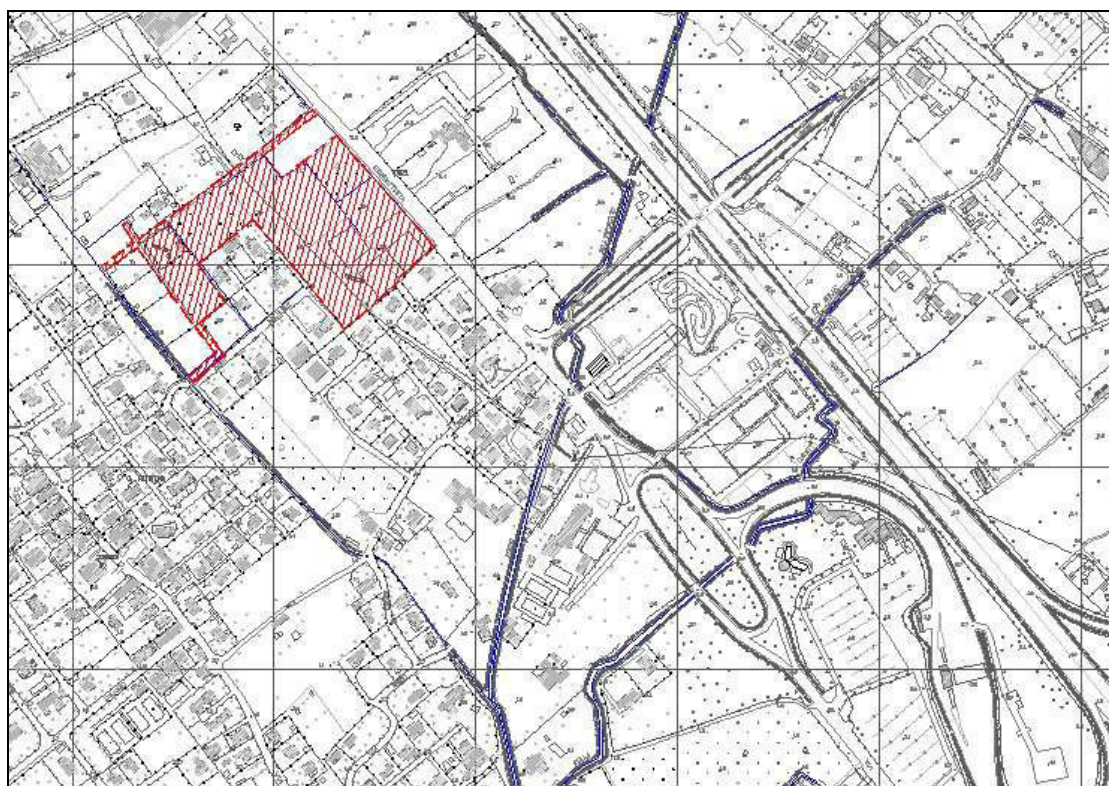


Fig. 1- Area di intervento

Il comparto edificatorio è delimitato ad est (lato monti) dalla Via di Scorrimento Giovan Battista Vico sulla quale, a breve distanza in direzione sud, si innesta il raccordo autostradale del casello Versilia dell'Autostrada A12; lungo confine nord (lato Massa) si trova una strada interna asfaltata di ridotta sezione della lunghezza di circa 250-300 m a servizio di alcune abitazioni ed alla quale si accede direttamente da Via Vico; essa procede, nel suo ultimo tratto, in sterrato svoltando ad angolo retto in direzione sud (direzione Viareggio), delimitando ad ovest (lato mare) il comparto stesso. Proseguendo in direzione sud, la strada si collega ad altra via interna (via Balduini) oltrepassando, mediante un ponticello pedonale in legno, il fosso che scorre in direzione est-ovest lungo Via Balduini; detto fosso si immette direttamente nel canale Sant'Elme dopo circa 70 m.

Tutti i rimanenti lati del comparto edificatorio confinano con aree urbanizzate (v. fig. 1).

Allo stato attuale l'area è costituita da terreni incolti con morfologia pressoché pianeggiante drenati da un sistema di scoline disposte in direzione Sud-Est/Nord-Ovest con recapito nel Fosso di S. Elme.

2- PERICOLOSITA' SECONDO P.A.I. TOSCANA NORD

Il sito dell'intervento, in base al vigente P.A.I. (Autorità di Bacino Regionale Toscana Nord), non è classificato tra le aree a pericolosità (v. fig. 2), mentre in base al Piano Complesso degli Interventi del Comune di Forte dei Marmi - Tav. 7 (Pericolosità Idraulica) esso è classificato come I2 (Area a pericolosità bassa - Aree in cui non vi sono notizie storiche di inondazioni).

Secondo quanto riportato nella Variante al Regolamento Urbanistico Comunale (Allegato 1 – Indirizzi e prescrizioni generali per il governo del territorio - Luglio 2011) nelle aree caratterizzate da pericolosità idraulica bassa non è necessario indicare specifiche condizioni di fattibilità dovute a limitazioni di carattere idraulico.

In tali aree è semplicemente richiesto il ricorso a sistemi di ritenzione e laminazione acque di pioggia allo scopo di non incrementare la portata immessa nel reticolo idraulico pubblico a causa della variazione di permeabilità delle superfici (aree scolanti) previste dall'intervento edilizio (Invarianza Idraulica). I sistemi da adottare per questo scopo non sono inquadrabili come vere e proprie opere di difesa idraulica, ma come accorgimenti di regolarizzazione delle opere di drenaggio urbano in condizioni di funzionamento non critico.

Per il dimensionamento di detti sistemi il Regolamento Urbanistico suddetto richiede che si faccia riferimento ad una pioggia di durata 1 ora ed avente un tempo di ritorno di 20 anni.

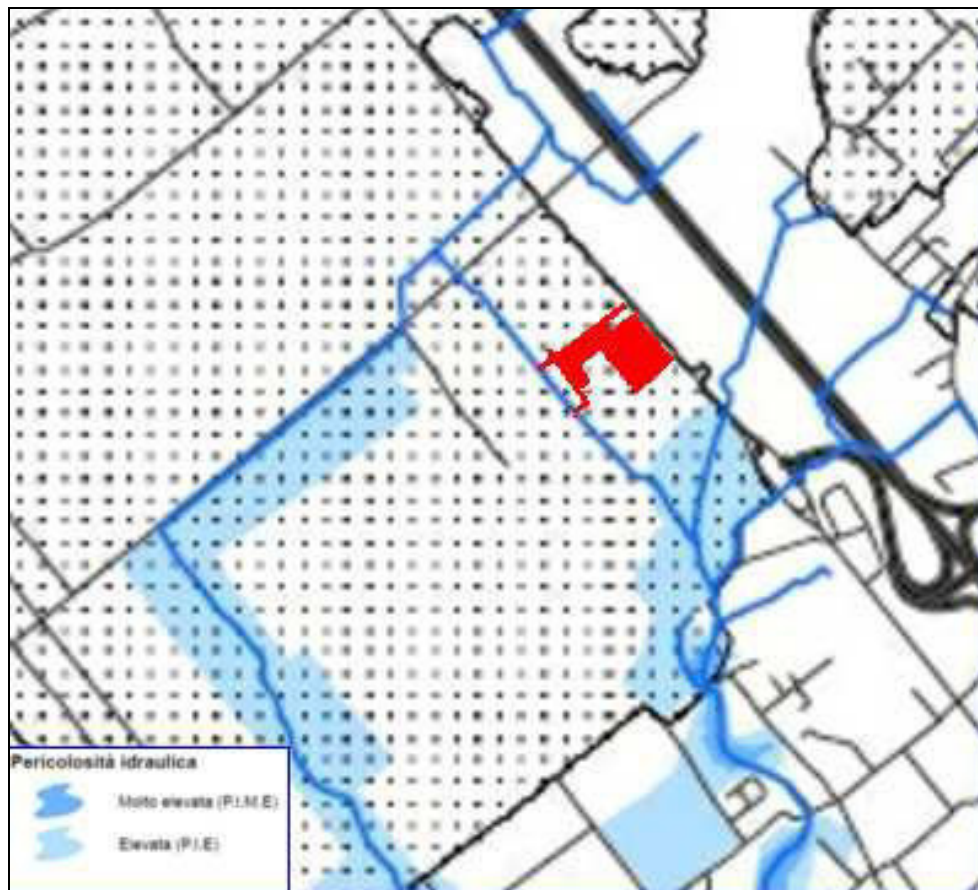


Fig. 2 – P.A.I Toscana Nord

Nella fig. 3 è, invece, riportato il D.T.M. dell'area di intervento con indicazione delle quote, da cui risulta che esse sono comprese tra un valore minimo di 1,50 m s.l.m. ed un valore massimo di 2,50 m s.l.m.

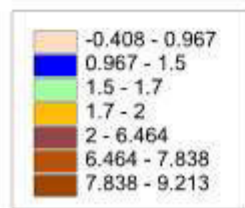
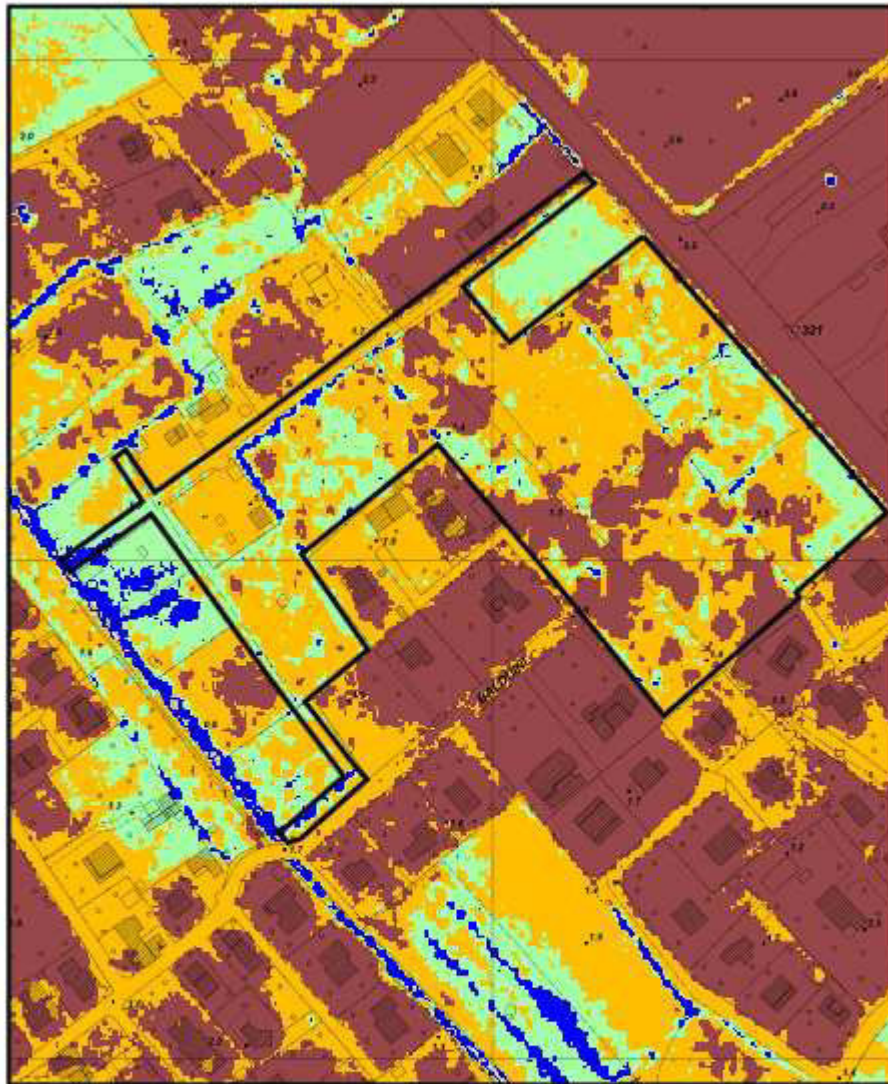


Fig. 3 – D.T.M. dell'area in esame

3 - RETICOLO IDRAULICO MINORE

Come già detto, allo stato attuale l'area è costituita da terreni incolti interessati da vegetazione spontanea con morfologia pressoché pianeggiante drenati da un sistema di scoline disposte in direzione Sud-Est/Nord-Ovest a definizione delle singole proprietà; queste scoline riversano le acque, per la maggior parte, nel fosso che scorre a fianco della strada interna; detto fosso nel suo ultimo tratto (circa 90 ml) è tombato con una tubazione in cls con diametro interno di 800 mm che a sua volta scarica nel canale lungo Via Balduini (v. fig. 4) con recapito finale nel Fosso di S. Elme.

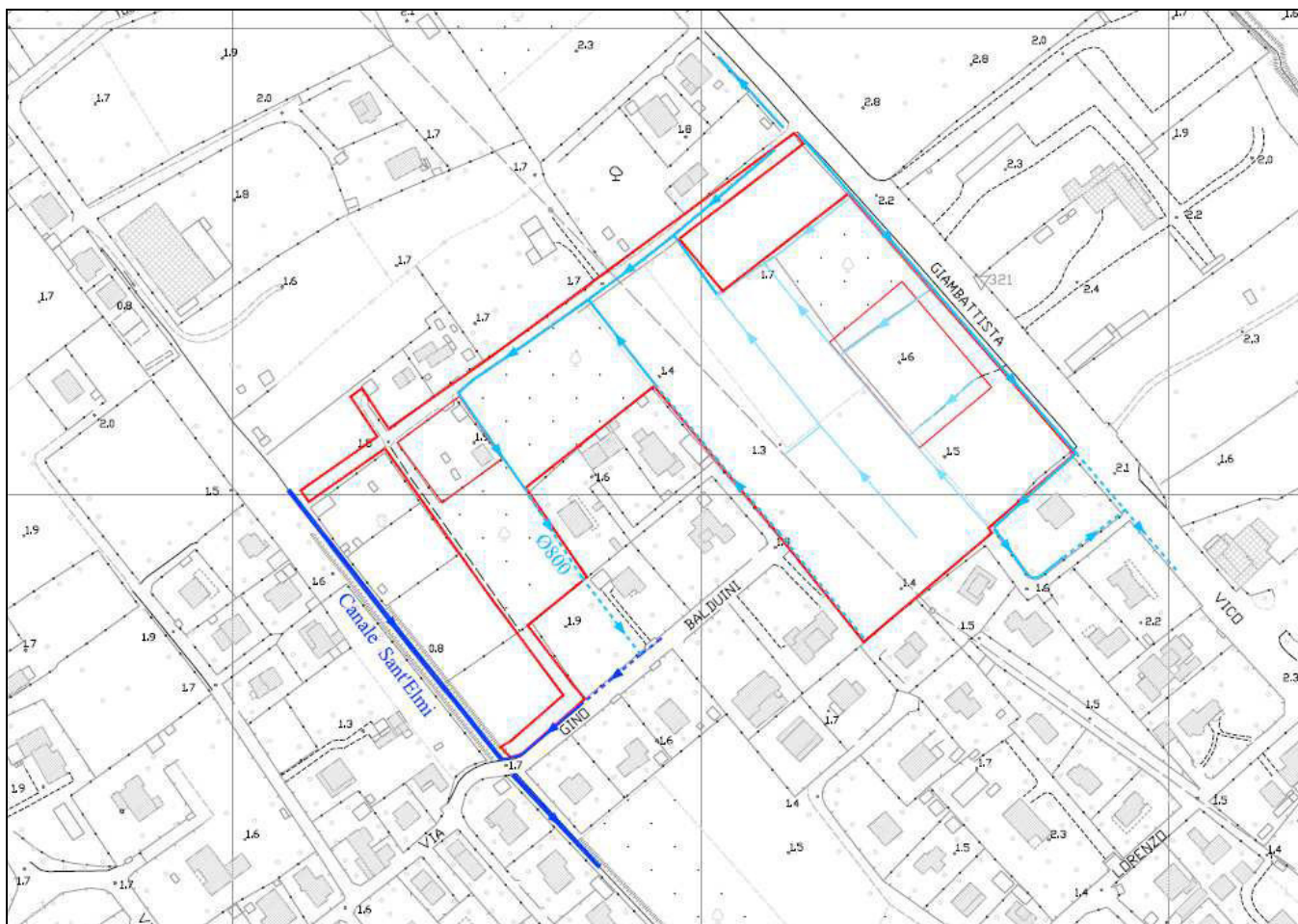


Fig. 4- Rete canali e fossi esistenti

4 –STUDIO IDROLOGICO DEL COMPARTO

4.1 -. Pluviometria

Per la individuazione delle piogge da utilizzare per la determinazione degli idrogrammi di piena in corrispondenza dei vari sottobacini individuati si sono considerate le Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica (L.S.P.P.) relative alle stazioni pluviometriche prossime all'area in esame e facenti parte della rete di monitoraggio idropluviometrico della Regione Toscana; esse risultano essere quelle di Viareggio e di Massa.

Le L.S.P.P. suddette, che rappresentano la relazione tra le altezze di pioggia, il tempo di ritorno e la durata, risultano date dalla seguente l'espressione monomia (Pagliara-Viti 1990):

$$h_{(T_r,t)} = a_0 \cdot T_r^m \cdot t^n$$

dove:

h = altezza di pioggia in mm;

T_r = tempo di ritorno in anni;

t = durata della pioggia in ore.

I valori dei parametri a, n ed m delle L.S.P.P. delle due stazioni considerate stati ricavati dalla elaborazione statistica sui dati aggiornati all'anno 2002 effettuata dal Centro di Monitoraggio Idropluviometrico di Pisa (ex Servizio Idrografico e Mareografico) e riportati nella pubblicazione "Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica – Analisi delle precipitazioni intense delle stazioni del Compartimento di Pisa".

La suddetta relazione è stata ricavata separatamente per le piogge di durata da 5' ad 1 ora e per quelle di durata da 1 a 24 ore; i parametri a, m ed n ottenuti sono riportati nella seguente TabellaI:

STAZIONE	t ≤ 1 ora			t ≥ 1 ora		
	a ₀	m	n	a ₀	m	n
Viareggio	29.641	0.217	0.448	29.641	0.217	0.301
Massa	31.405	0.214	0.438	31.405	0.214	0.326

Tab. I- Parametri L.S.P.P.

Le piogge corrispondenti alla durata di 1 ora per le due stazioni individuate e per tempi di ritorno di 20, 25 e 30 anni risultano le seguenti (tabella II):

STAZIONE	Tr (anni)		
	20	25	30
Viareggio	56.78	59.60	62.01
Massa	59.62	62.54	65.03

Tab. II- Piogge orarie per differenti Tr

Per la determinazione degli idrogrammi di piena dei vari sottobacini esaminati è stata assunta la pioggia oraria relativa alla stazione pluviometrica di Massa e relativa al tempo di ritorno di 30 anni.

Questa scelta è conforme a quanto richiesto dall'Autorità di Bacino Regionale Toscana Nord ed a quanto richiesto dal Regolamento Urbanistico Comunale (Allegato 1 – Indirizzi e prescrizioni generali per il governo del territorio - Luglio 2011) che richiede, per il dimensionamento delle opere di smaltimento delle acque meteoriche per i nuovi interventi di urbanizzazione, l'adozione di una pioggia oraria pari a 65 mm.

4.2 -. Portate di piena

Per la determinazione degli idrogrammi di piena in corrispondenza dei vari sottobacini individuati si è utilizzato un modello matematico di trasformazione afflussi-deflussi utilizzando differenti metodologie per quanto riguarda lo stato attuale e quello di progetto mediante l'impiego del codice di calcolo HEC-HMS V. 3.3 (sviluppato dall'US army Corps of Engineers- The Hydrologic Engineering Center).

Per lo stato attuale la modellazione è stata condotta impiegando un idrogramma unitario di Clark in quanto tale procedura consente di tener conto dei fenomeni di invaso , presenti nell'area allo stato attuale a causa dell'inefficienza del reticolo di drenaggio che provoca abbondanti ristagni.

Per lo stato di progetto si è utilizzato un modello basato sull'idrogramma unitario del Soil Conservation Service degli Stati Uniti (S.C.S.) che si basa principalmente sul fenomeno della raccolta e trasferimento delle acque di pioggia favorito dalla realizzazione della nuova rete di drenaggio. Nella situazione di progetto i fenomeni di invaso verranno concentrati in opportune opere progettate allo scopo di ridurre le portate di picco (opere di laminazione).

I processi fisici che vengono simulati consistono sostanzialmente nei due seguenti aspetti :

1. depurazione delle piogge per tenere conto della quota parte di pioggia che viene perduta per intercettazione da parte della vegetazione, per detenzione nelle depressioni superficiali e per infiltrazione, permettendo di stimare la quota parte di pioggia residua che si trasformerà in deflusso (modello di pioggia netta);

2. trasformazione della pioggia netta ottenuta con la procedura di cui al punto precedente in deflusso superficiale, determinando gli idrogrammi di piena nelle sezioni di interesse prescelte (modello di formazione della piena).

4.3 - Modello di Pioggia Netta

Il programma provvede alla determinazione, partendo da uno ietogramma dato (storico o di progetto) che rappresenta l'andamento temporale dell'intensità di pioggia, alla determinazione dello ietogramma netto (depurato delle perdite), che rappresenta la pioggia disponibile per il deflusso.

Nel caso specifico è stato adottato, per simulare le perdite di bacino, il metodo a percentuale che in funzione della tipologia di uso del suolo, determina il valore della pioggia netta come aliquota della pioggia grezza caduta. Detta percentuale viene definita, per ciascuna tipologia di superficie, dal cosiddetto coefficiente di deflusso (F) il quale è stabilito dall' Allegato 1 della Variante al Regolamento Urbanistico Comunale in base alla seguente tabella III.

<i>tipo di superficie</i>	<i>φ</i>
<i>tetti impermeabili</i>	<i>0,70 – 0,95</i>
<i>pavimentazioni d'asfalto ben tenute</i>	<i>0,85 – 0,90</i>
<i>pavimentazioni di pietra, laterizi o legno con buone connessioni di cemento</i>	<i>0,75 – 0,85</i>
<i>pavimentazioni di pietra, laterizi o legno con giunti aperti o non cementati</i>	<i>0,50 – 0,70</i>
<i>pavimentazioni a blocchi sconnessi con giunti aperti</i>	<i>0,40 – 0,50</i>
<i>strade di macadam</i>	<i>0,25 – 0,60</i>
<i>strade e viali di ghiaietto</i>	<i>0,15 – 0,30</i>
<i>superfici non pavimentate, piazzali ferroviari, terreni non edificati</i>	<i>0,10 – 0,30</i>
<i>parchi, giardini, prati, a seconda della pendenza e della natura del suolo</i>	<i>0,05 – 0,25</i>
<i>aree boschive e foreste, a seconda della pendenza e della natura del suolo</i>	<i>0,01 – 0,20</i>

Tabella III – Coefficienti di deflusso

Sulla base dei valori riportati nella tabella precedente nell'Allegato 1 sopracitato si individuano tre macro tipologie di aree scolanti assegnando a ciascuna di esse i seguenti valori del coefficiente di deflusso:

- *Superfici impermeabili (tetti, coperture metalliche, piazzali o viali asfaltati o cementatiecc.)..... $\varphi = 1.00$*
- *Superfici drenanti (pavimentazioni drenanti o a blocchi sconnessi, piazzali o viali in terra battuta ...ecc.)..... $\varphi = 0.45$*
- *Superfici permeabili (giardini, aree a verde, parchiecc.)..... $\varphi = 0.15$*

Nella situazione attuale si è considerato un unico bacino con un coefficiente di deflusso pari a 0.15 valido per tutte le superfici permeabili.

Per la situazione di progetto, l'area è stata suddivisa in vari sottobacini per ciascuno dei quali è stato determinato un valore medio ponderale del coefficiente di deflusso applicando alle varie tipologie di superficie i valori sopra riportati.

4.4.1 – Sottobacini e schema idrologico

Dal punto di vista idrologico in base allo sviluppo della viabilità ed alla conformazione della rete fognaria di progetto, il Comparto AT1-C è stato suddiviso in due bacini principali denominati Bacino1 (sup. tot. circa 18 ettari) e Bacino 2 (sup. tot. circa 10 ettari) come riportato di seguito (v. fig. 5):

- **Bacino 1**: comprende la porzione di Comparto relativa alla costruzione di n. 6 condomini di edilizia convenzionata (Area E.R.P. in cooperativa), le aree a verde pubblico, la viabilità interna, le aree a parcheggio e a marciapiede e l'area del Comparto AT1-D (superficie 2.400,16 mq) che, pur essendo esterna al comparto in esame, è stata considerata dal punto di vista idraulico ad esso legata.
- **Bacino 2**: comprende la porzione di Comparto relativa alla strada che ne delimita il confine sui lati nord-ovest/sud-est, l'area non edificabile che si affaccia su Via G.B. Vico (superficie 1.877,79 mq), l'area privata di altra proprietà sull'angolo ovest (superficie 1044,01 mq) e le aree interessate dalla costruzione di n. 4 ville (Area edificabilità privata).

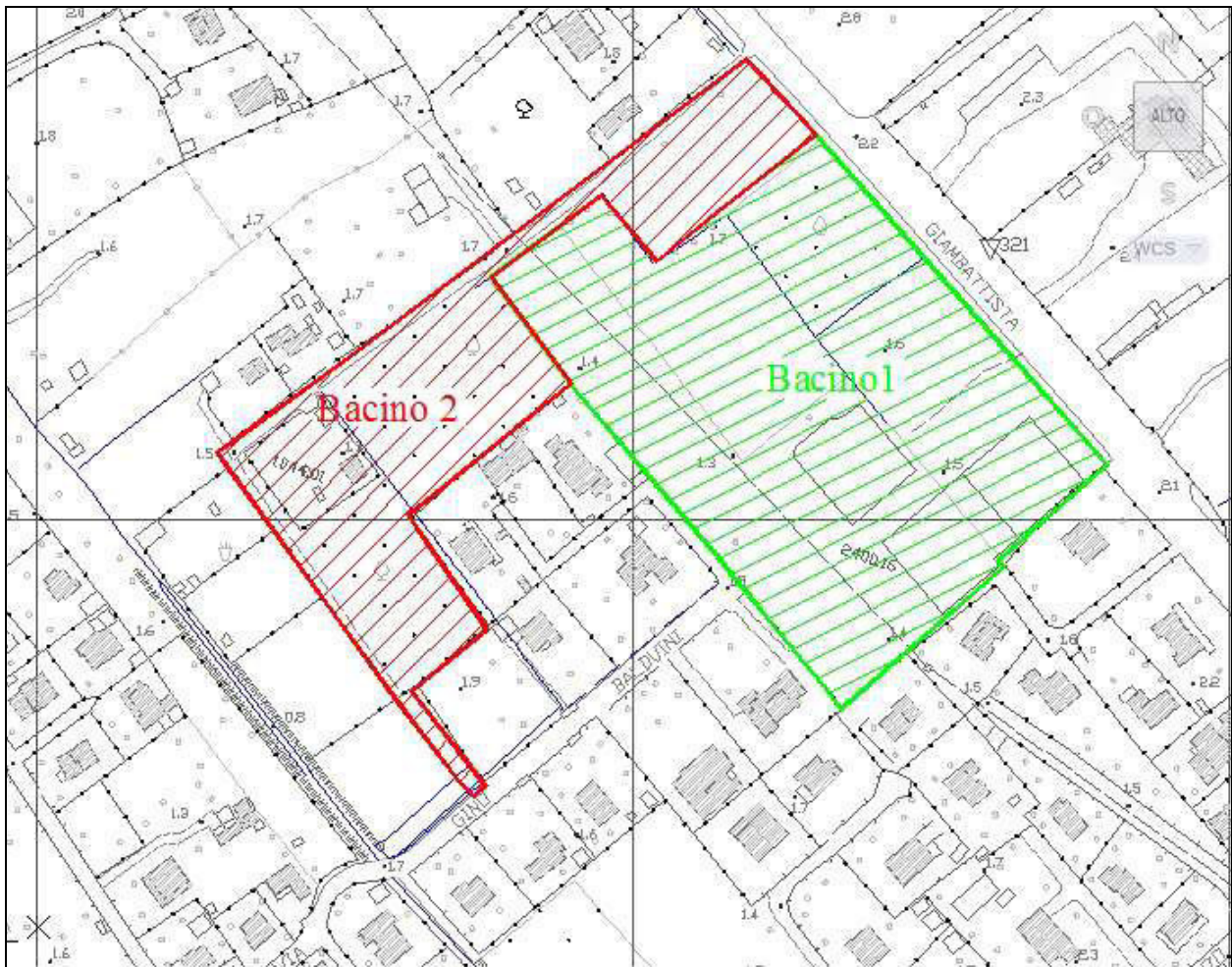


Fig. 5 – Bacini della rete fognaria di progetto

I bacini individuati comprendono anche le aree esterne al Comparto AT1-C che sono state considerate facenti parte, dal punto di vista idraulico, dei bacini suddetti.

A tali aree è stata attribuita, nello stato di progetto, una permeabilità dello stesso ordine di quella dei lotti edificati per tener conto di eventuali future edificazioni.

Le aree scolanti individuate sono riportate in figura 6; in particolare:

Il Bacino 1 del Comparto AT1-C è stato suddiviso in 9 aree scolanti, le aree scolanti dal n° 1 al n° 9 scaricano le acque meteoriche raccolte dalla rete fognaria in un invaso aperto ricavato all'interno dell'area verde e posto in corrispondenza della parte terminale del bacino; nello schema tale invaso è stato denominato, per la sua conformazione, come "laghetto".

La rete fognaria a servizio del Bacino 1 è costituita da tubazioni con diametro DN315 e DN400; dal laghetto l'acqua passa nello scatolare 160x80 posto sotto la strada che delimita il Comparto sui lati nord-ovest e sud-est attraverso una tubazione DN400.

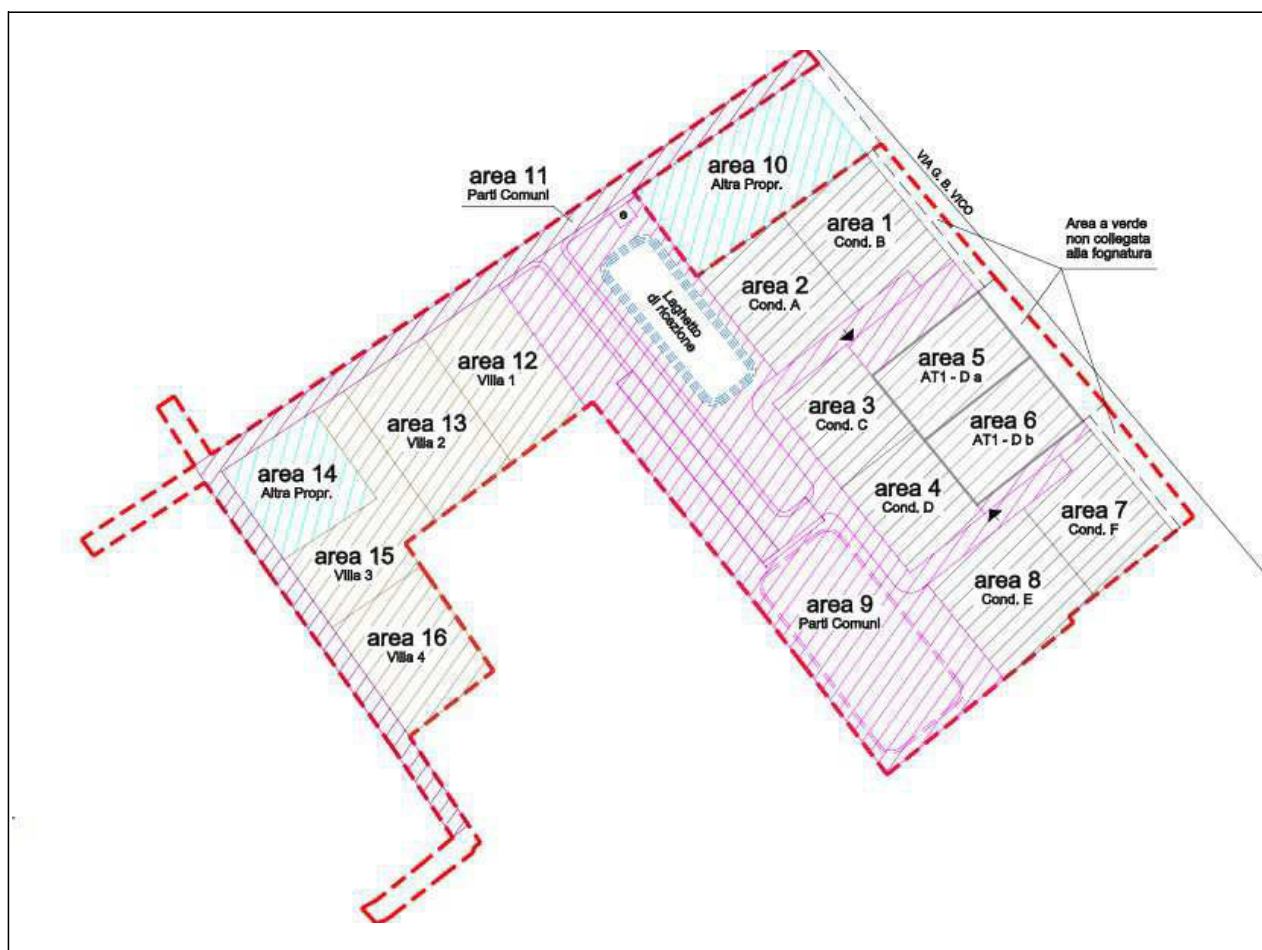


Fig. 6 – Aree scolanti di progetto

Il Bacino 2 del Comparto AT1-C è, invece, suddiviso in 7 aree scolanti, quelle dal n°10 al n°16, che scaricano le acque meteoriche nel collettore scatolare 160x80 precedentemente citato; detto collettore si immette nel fosso che corre lungo Via Balduini attraverso la strozzatura costituita da una tubazione DN200.

Il collettore, grazie alle sue dimensioni, costituisce un ulteriore invaso per la laminazione delle portate di piena della rete di fognatura.

Le caratteristiche dei vari sottobacini necessarie per la determinazione del relativo coefficiente di deflusso medio sono riportate nella seguente tabella IV.

Condominio A (Area2)	S (mq)	F	Parti Comuni Bac. 1 (Area 9)	S (mq)	F
Impermeabile	333.98	1	Marciapiedi	466.83	0.45
Semipermeabile	106.38	0.45	Parcheggi pubblici	416.5	1
permeabile (verde)	437.92	0.15	Viabilita'	2615.5	1
S. Tot.	878.28		Verde Pubblico	6642.81	0.15
	F Medio	0.510	S. Tot.	10141.64	
Condominio B (Area1)				F Medio	0.418
Impermeabile	334.21	1	Viabilita' Bacino 2 (Area 11)	2338.00	1
Semipermeabile	106.38	0.45	Villa 1 (Area 12)		
permeabile (verde)	453.72	0.15	Impermeabile	386.79	1
S. Tot.	894.31		Semipermeabile	73.16	0.45
	F Medio	0.503	permeabile (verde)	856.03	0.15
Condominio C (Area3)			S. Tot.	1315.98	
Impermeabile	333.77	1		F Medio	0.417
Semipermeabile	106.38	0.45	Villa 2 (Area 13)		
permeabile (verde)	438.19	0.15	Impermeabile	456.34	1
S. Tot.	878.34		Semipermeabile	77.38	0.45
	F Medio	0.509	permeabile (verde)	814.03	0.15
Condominio D (Area4)			S. Tot.	1347.75	
Impermeabile	333.68	1		F Medio	0.455
Semipermeabile	106.38	0.45	Villa 3 (Area 15)		
permeabile (verde)	433.09	0.15	Impermeabile	465.83	1
S. Tot.	873.15		Semipermeabile	53.78	0.45
	F Medio	0.511	permeabile (verde)	824.43	0.15
Condominio E (Area8)			S. Tot.	1344.04	
Impermeabile	439.14	1		F Medio	0.457
Semipermeabile	107.52	0.45	Villa 4 (Area 16)		
permeabile (verde)	516.06	0.15	Impermeabile	454.58	1
S. Tot.	1062.72		Semipermeabile	85.49	0.45
	F Medio	0.532	permeabile (verde)	710.04	0.15
Condominio F (Area 7)			S. Tot.	1250.11	
Impermeabile	333.32	1		F Medio	0.480
Semipermeabile	106.83	0.45	Altra propr. 1 (Area 10)	1788.00	0.450
permeabile (verde)	387.21	0.15	Altra propr2 (Area 14)	1044.00	0.450
S. Tot.	827.36		Comparto AT1D-a (Area 5)	1200.00	0.450
	F Medio	0.531	Comparto AT1D-b (Area 6)	1200.00	0.450

Tabella IV- Coefficienti di deflusso aree scolanti

La schematizzazione utilizzata per l'applicazione del programma HMS è riportata nella figura 7 che segue.

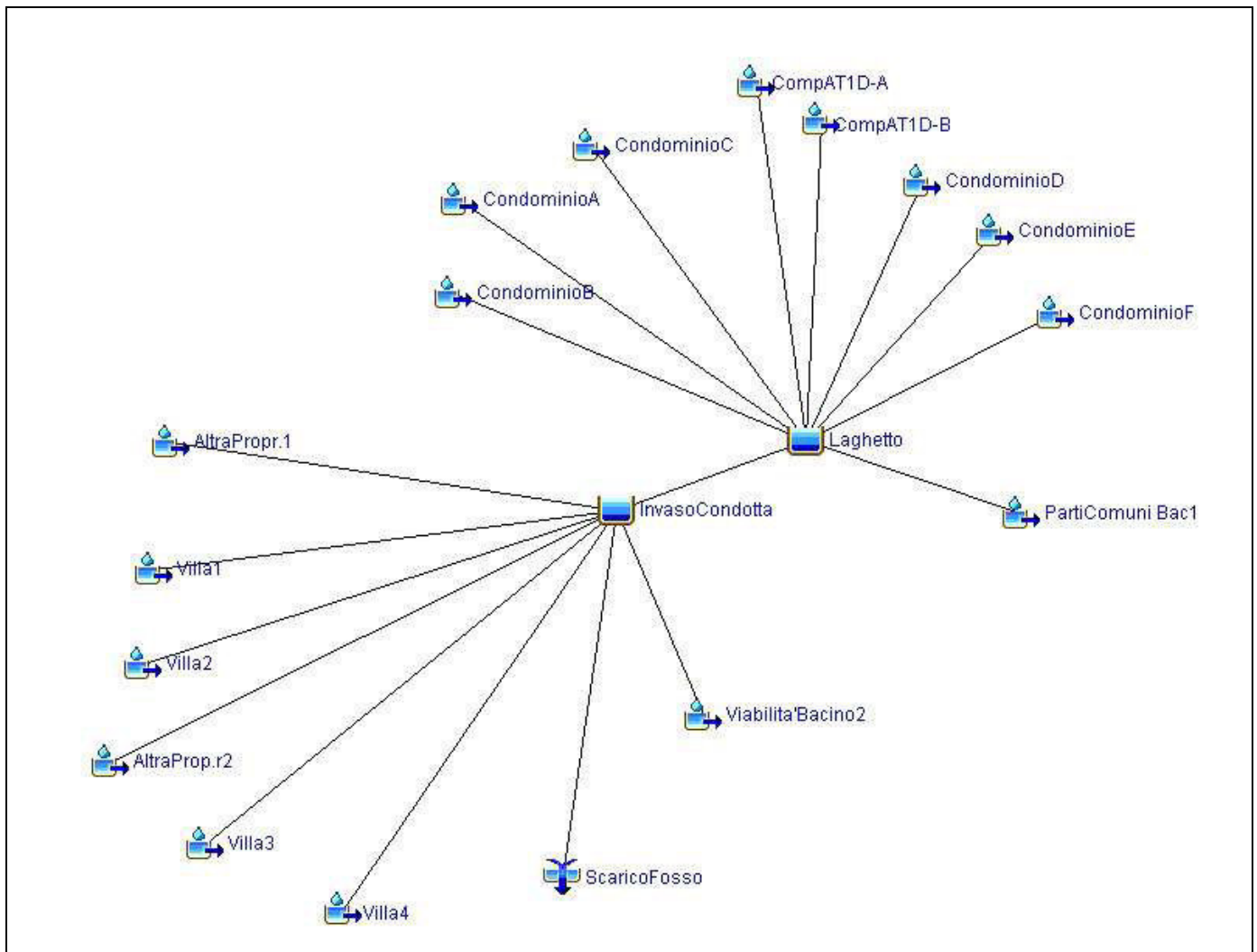


Fig. 7 – Schema HMS

4.5 – Modellazione idrologica

Per la costruzione degli idrogrammi di piena è stato utilizzato, come prima ricordato, sia il metodo dell'idrogramma unitario di CLARK (stato attuale) che quello S.C.S. (stato di progetto).

Il primo modello, di tipo concettuale, costruisce l'IUH mediante l'impiego di un canale lineare in serie con un serbatoio lineare. Tali componenti sono in grado di simulare la traslazione e l'attenuazione dell'idrogramma. L'output del canale costituisce l'input per il serbatoio; l'output del serbatoio costituisce l'IUH.

I parametri del modello di Clark sono rappresentati da:

T_c = tempo di corrivazione del bacino (ore)

K = costante di invaso del serbatoio lineare (ore)

Il modello S.C.S. è basato, invece, sulla adozione di un idrogramma unitario adimensionale costruito a partire dalla determinazione del tempo di ritardo del bacino t_l (Time lag) che individua la posizione del picco di portata e la forma dell'idrogramma unitario.

Il tempo di ritardo viene assunto pari ad una frazione (60%) del tempo di corrivazione del bacino.

Per il calcolo del tempo di corrivazione, che costituisce uno dei due parametri del modello di Clark, si è usata la seguente relazione.

$$T_c = t_i + \frac{l}{V}$$

con:

T_c = tempo di corrivazione;

t_i = inlet time rappresenta il tempo di ingresso nella rete dei collettori assunto pari a 5 minuti;

l = lunghezza del collettore in (m);

V = velocità media di trasferimento lungo il collettore.

Il rapporto l/V rappresenta il tempo necessario a percorrere il ramo di rete considerato. Per il tempo di ingresso si è assunto un valore costante per tutti sottobacini considerati e pari a 5 minuti, mentre il tempo di percorrenza è stato calcolato ipotizzando una velocità media nei vari collettori pari a 0.4 m/s.

Il secondo parametro necessario per l'uso dell'idrogramma di Clark è rappresentato dal parametro K che rappresenta un coefficiente di immagazzinamento della rete (costante di invaso).

Per ricavare K si ha la relazione (Ven T. Chow, 1964):

$$\frac{K}{T_c + K} = R$$

Per bacini di pianura pianeggianti il rapporto R varia tra 0.4 e 0.7.

Nel nostro caso è stato assunto un valore del rapporto pari a 0.5 valido per bacino di modesta pendenza come quello in esame.

Il calcolo dei parametri utilizzati è riportato nelle seguenti tabelle VIIIa per lo stato attuale e VIII b per lo stato di progetto.

	L (m)	Tperc. (sec)	Tperc. (min)	Tinlet (min)	Tc (min)	Tc (ore)	R	K/Tc	K (ore)
Percorso Attuale	350.00	875.00	14.58	5.00	19.58	0.33	0.50	1.00	0.33

Tab. VIII a – Parametri Bacino attuale

	L (m)	Tperc. (sec)	Tperc. (min)	Tinlet (min)	Tc (min)	tl (minuti)
Percorso Bacino 1	240.00	600.00	10.00	5.00	15.00	9.00
Condomini e ville	50.00	125.00	2.08	5.00	7.08	4.25
Percorso bacino 2	350.00	875.00	14.58	5.00	19.58	11.75

Tab. VIII b- Parametri Aree scolanti progetto

Nelle tabelle IX a e IX b sono riportati, invece, i dati utilizzati per la simulazione della trasformazione Afflussi/Deflussi con i modelli sopra descritti.

	S (kmq)	F	Perdita (mm)	Tc (ore)	K (ore)
Bacino Tutto Attuale	0.028384	0.15	55.25	0.33	0.33

Tab. IX a- Dati di calcolo bacino attuale

N. Area	Nome	S (kmq)	F	Perdita (mm)	tl (minuti)
1	Condominio B	0.000894	0.503	32.28	4.25
2	Condominio A	0.000878	0.510	31.88	4.25
3	Condominio C	0.000878	0.509	31.89	4.25
4	Condominio D	0.000873	0.511	31.76	4.25
5	Comparto AT1D -a	0.001200	0.450	35.75	4.25
6	Comparto AT1D -b	0.001200	0.450	35.75	4.25
7	Condominio F	0.000827	0.531	30.47	4.25
8	Condominio E	0.001063	0.532	30.45	4.25
9	Parti Comuni Bac. 1	0.010142	0.418	37.83	9.00
10	Altra proprieta' 1	0.001788	0.450	35.75	4.25
11	Viabilita' Bacino 2	0.002338	1.000	0.00	11.75
12	Villa 1	0.001316	0.417	37.93	4.25
13	Villa 2	0.001348	0.455	35.42	4.25
14	Altra proprieta' 2	0.001044	0.450	35.75	4.25
15	Villa 3	0.001344	0.457	35.32	4.25
16	Villa 4	0.001250	0.480	33.83	4.25
	Superficie Totale	0.028384			
	Psi medio	0.481493			

Tab. IX b – Dati di calcolo aree scolanti progetto

Come detto in precedenza nella rete di progetto sono stati inseriti due invasi (laghetto e collettore scatolare). I volumi invasabili nei suddetti invasi sono riportati nelle seguenti tabelle Xa e Xb . In esse sono indicate le quote riferite allo zero corrispondente al piano stradale di Via Balduini presso la confluenza del collettore scatolare di progetto nel fosso che scorre a fianco di detta strada.

Quota (m)	Volume (mc)
-1.24	0.00
-1.03	55.79
-0.90	128.38
-0.70	240.06
-0.50	351.74
-0.30	463.42

Tab. X b- Invaso “Collettore Scatolare”

4.6 – Idrogrammi di piena

Con i dati ottenuti come descritto in precedenza si è quindi proceduto alla determinazione degli idrogrammi di piena in corrispondenza delle sezioni di chiusura dei vari bacini esaminati per la pioggia considerata, in base alle norme descritte nei precedenti paragrafi. La simulazione è stata condotta, quindi, considerando una pioggia di durata pari a 1 ora ed un'altezza pari a 65.00 mm. Per l'applicazione della modellazione Afflussi/Deflussi si è considerato un pluviogramma ad intensità costante.

Nelle Tabelle XIa e XIb che seguono sono riportati per ciascun bacino i valori della superficie, della portata al colmo e della pioggia corrispondente al coefficiente di deflusso F utilizzato.

Nome	S(Kmq)	Qmax (mc/s)	h grez (mm)	Perdita(mm)	h net (mm)
Bacino Attuale	0.028384	0.0771	65.00	55.25	9.75

Tab. XIa - Portata al colmo bacino attuale

Gli idrogrammi calcolati con la modellazione utilizzata, in corrispondenza della sezione terminale dell'area nel punto di immissione nel Fosso di Via Balduini, sono riportati nel grafico di figura 8 relativamente alla situazione attuale e di progetto.

N. Area	Nome	S(Kmq)	Qmax (mc/s)	h grez (mm)	Perdita(mm)	h net (mm)
1	CondominioB	0.000894	0.0081	65.00	32.24	32.76
2	CondominioA	0.000878	0.0081	65.00	31.84	33.16
3	CondominioC	0.000878	0.0081	65.00	31.85	33.15
4	CondominioD	0.000873	0.0081	65.00	31.72	33.28
5	CompAT1D-a	0.001200	0.0098	65.00	35.71	29.29
6	CompAT1D-b	0.001200	0.0098	65.00	35.71	29.29
7	CondominioF	0.000827	0.0079	65.00	30.43	34.57
8	CondominioE	0.001063	0.0102	65.00	30.41	34.59
9	PartiComuni Bac. 1	0.010142	0.0767	65.00	37.79	27.21
	Nodo1	0.017956	0.1467	65.00	35.58	29.42
	Laghetto	0.017956	0.0477	65.00	44.28	20.72
10	AltraPropr.1	0.001788	0.0146	65.00	35.71	29.29
11	Viabilita'Bacino 2	0.002338	0.0422	65.00	0.00	65.00
12	Villa1	0.001316	0.0099	65.00	37.89	27.11
13	Villa2	0.001348	0.0111	65.00	35.38	29.62
14	AltraPropr.2	0.001044	0.0085	65.00	35.71	29.29
15	Villa3	0.001344	0.0111	65.00	35.28	29.72
16	Villa4	0.001250	0.0108	65.00	33.78	31.22
	InvasoCondotta	0.028384	0.0656.	65.00	43.59	30.42
	ScaricoFosso	0.028384	0.0656.	65.00	43.59	30.42

Tab. XIb– Portate al colmo per le aree scolanti di progetto

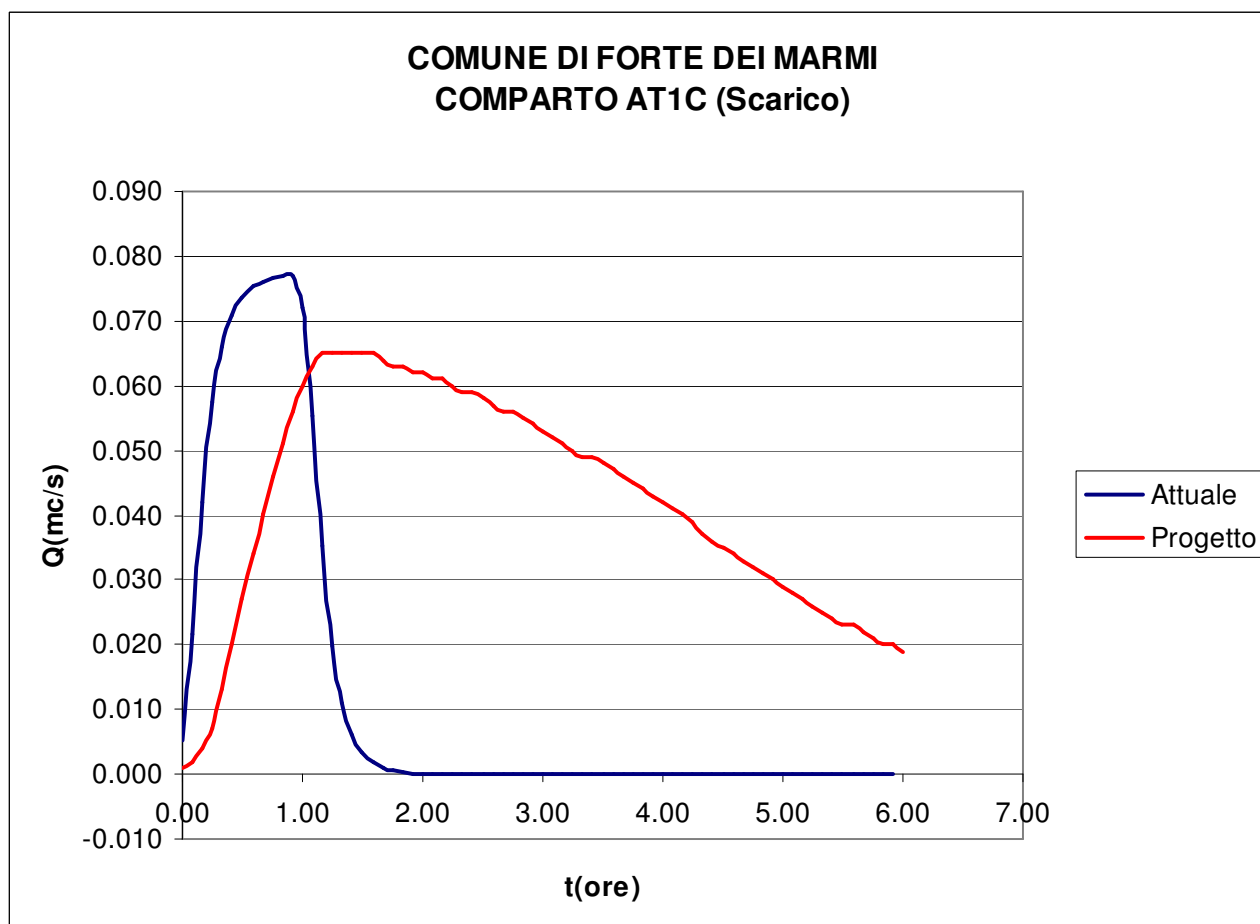


Fig. 8 – Idrogrammi di piena sezione terminale

Come risulta dall'esame di detta figura, dai dati delle tabelle XIa e XIb la portata al colmo è praticamente la stessa nella situazione attuale e in quella di progetto, con una modesta riduzione in quest'ultima situazione. Il valore della portata al colmo passa infatti da circa 77 l/s nello stato attuale a circa 66 l/s nello stato di progetto. Questo risultato si ottiene grazie alla realizzazione dei due invasi previsti. I volumi immagazzinati nei due invasi risultano i seguenti:

- Laghetto: $V = 393,00$ mc con un altezza d'acqua massima di 50 cm;
- Invaso collettore scatolare: $V = 331,00$ mc con un altezza d'acqua massima di 70 cm.

Gli idrogrammi in ingresso ed in uscita dai due invasi previsti in progetto sono invece riportati nelle seguenti figure 9 e 10.

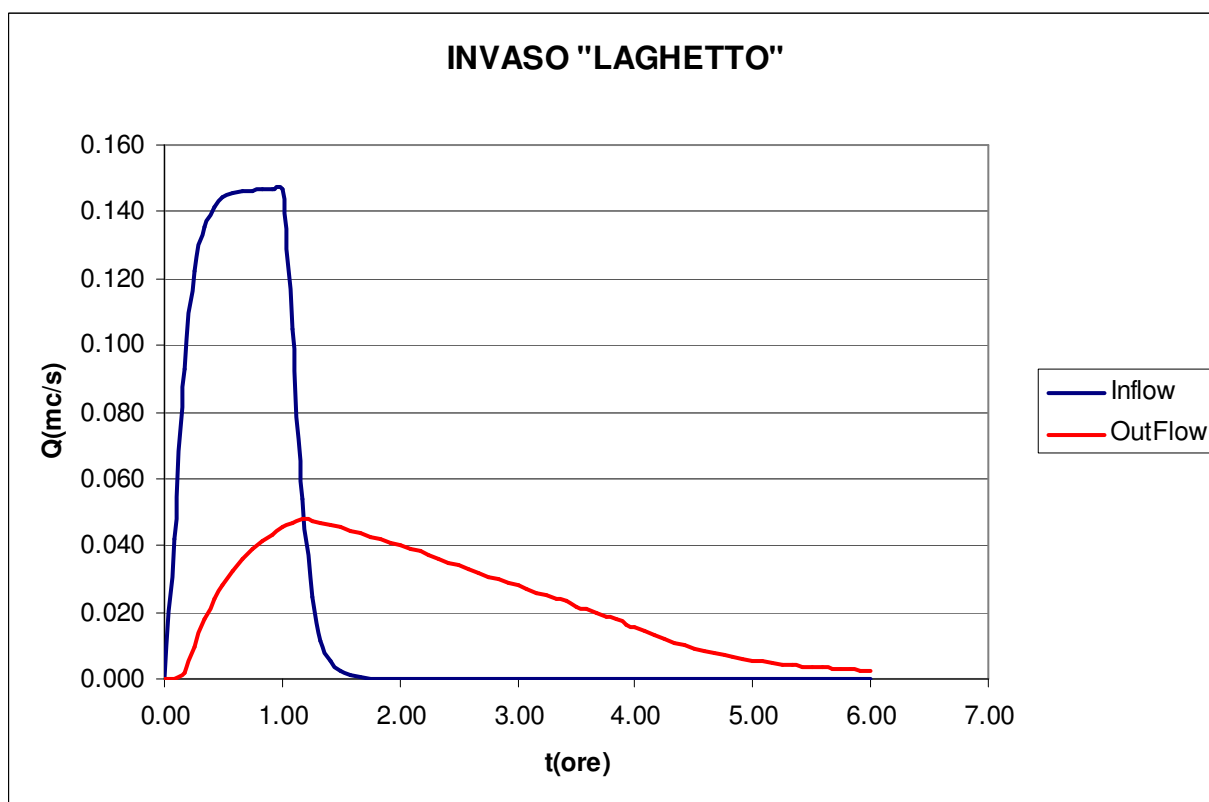


Fig. 9 – Idrogrammi di piena invaso “Laghetto”

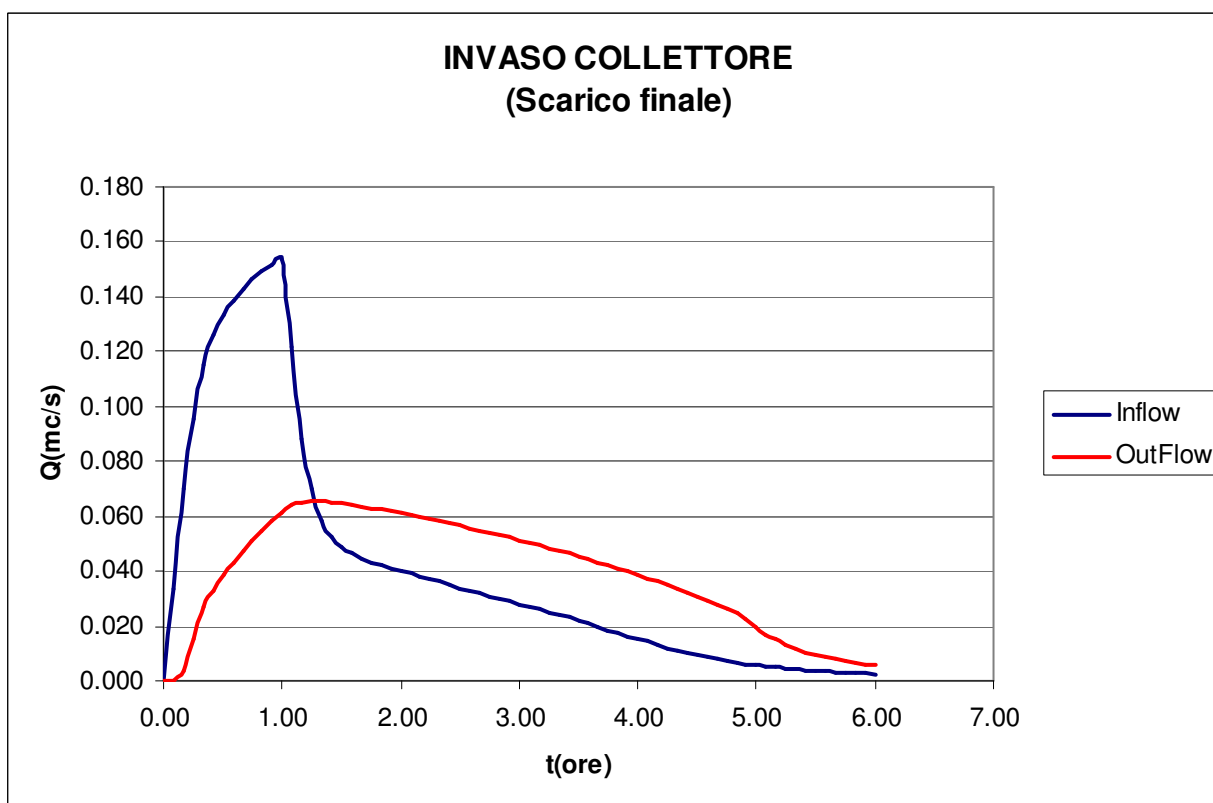


Fig. 10 – Idrogrammi di piena in vaso “Collettore scatolare”

5-. VERIFICHE IDRAULICHE

Le verifiche sono state condotte, limitatamente al collettore scatolare, in condizione di moto vario mediante l’uso del codice di calcolo HEC RAS 4.0.

Le verifiche sono state effettuate utilizzando gli idrogrammi di piena individuati mediante la modellazione Afflussi/Deflussi precedentemente descritta.

Lo schema planimetrico del collettore utilizzato nella presente verifica idraulica è riportato nella figura 11.

In corrispondenza della sezione di monte dello scatolare (sez RAS 18) è stato immesso l’idrogramma di piena precedentemente determinato per l’area scolante 10 (Flow Hydrograph), mentre gli idrogrammi di piena relativi alle altre aree scolanti sono stati immessi sotto forma di immissioni laterali (Lateral inflow Hydrograph). Le varie sezioni di immissione sono riportate, oltre che nello schema di figura 11, anche nella seguente tabella XI.

Nella figura 12 e nella tabella XII sono riportati in forma grafica ed in forma numerica i suddetti idrogrammi.

Come condizione al contorno nella sezione terminale di valle è stato assunto un valore dell’altezza liquida corrispondente alla condizione di moto uniforme corrispondente ad una pendenza pari a 0.001.

Per il coefficiente di scabrezza di Manning: e' stato assunto il valore $n = 0.015$ valido per canali in cls .

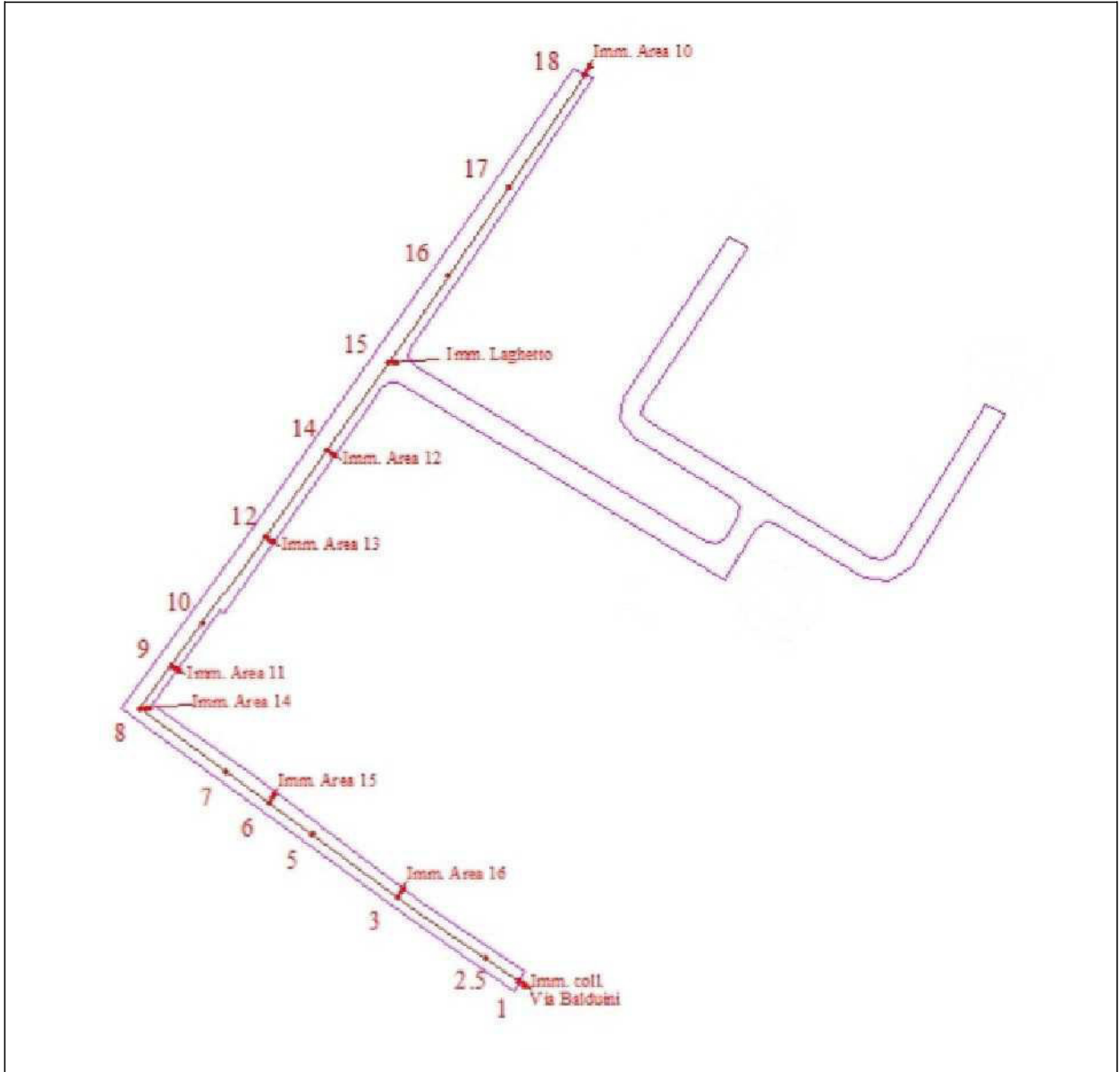


Fig. 11 – Schema planimetrico RAS

Le verifiche effettuate hanno dimostrato che la soluzione proposta consente di mantenere il valore della portata massima immessa nel recapito finale a seguito della realizzazione degli interventi di progetto leggermente inferiore rispetto al valore massimo attuale, garantendo in tal modo la condizione di invarianza idraulica.

Il valore della portata massima scaricata, risultante dalla modellazione idraulica effettuata è risultato pari a 66 l/s, praticamente coincidente con il valore ottenuto utilizzando il modello di trasformazione AfflussiDeflussi.

Il profilo liquido massimo relativo al collettore scatolare è riportato in forma grafica nella figura 13 ed in forma numerica nella tabella XIII.

Sez. Ras	Condizione	Area Scol.
RAS18	Flow Hydrograph	Area 10
RAS15	Lateral Inflow	Laghetto
RAS14	Lateral Inflow	Area 12
Ras12	Lateral Inflow	Area 13
RAS8	Lateral Inflow	Area 14
Ras9	Lateral Inflow	Area 11
RAS6	Lateral Inflow	Area 15
Ras3	Lateral Inflow	Area 16
Ras1	Stage Hydrograph	

Tabella XI

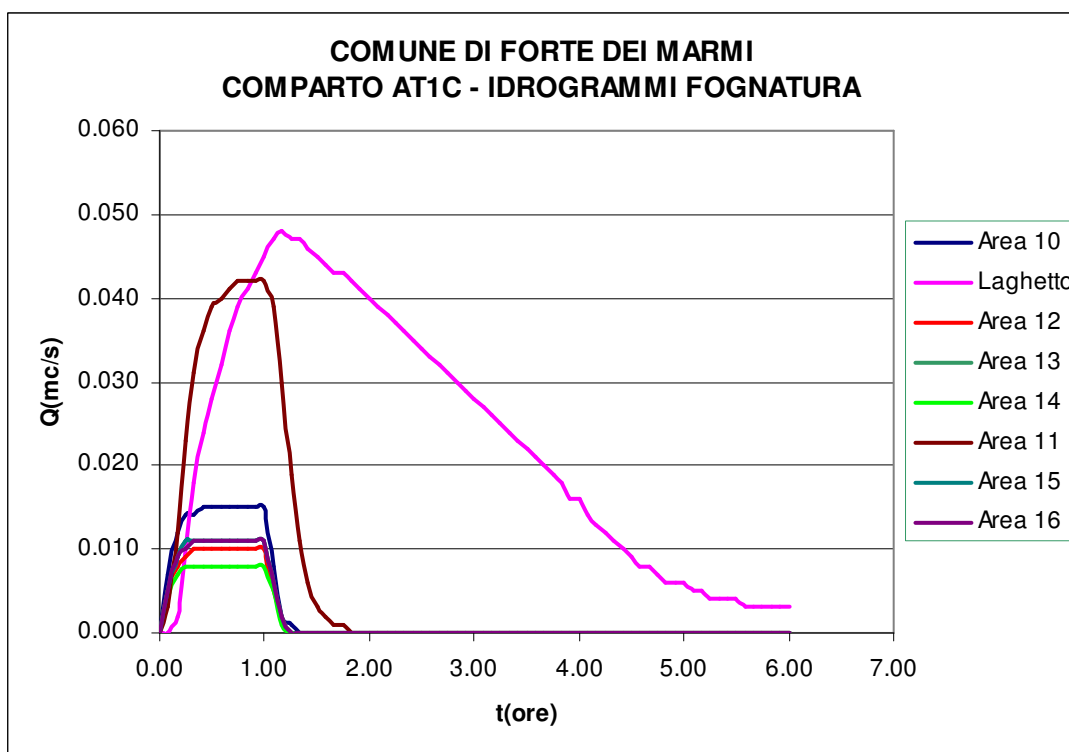


Fig. 12 – Idrogrammi in ingresso

	RAS18	RAS15	RAS14	Ras12	RAS8	Ras9	RAS6	Ras3
	Area 10	Laghetto	Area 12	Area 13	Area 14	Area 11	Area 15	Area 16
Ore	Q (mc/s)							
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.08	0.007	0.000	0.005	0.005	0.004	0.003	0.005	0.005
0.17	0.012	0.002	0.008	0.009	0.007	0.012	0.009	0.009
0.25	0.014	0.010	0.009	0.011	0.008	0.023	0.011	0.010
0.33	0.014	0.018	0.010	0.011	0.008	0.031	0.011	0.011
0.42	0.015	0.024	0.010	0.011	0.008	0.036	0.011	0.011
0.50	0.015	0.028	0.010	0.011	0.008	0.039	0.011	0.011
0.58	0.015	0.032	0.010	0.011	0.008	0.040	0.011	0.011
0.67	0.015	0.036	0.010	0.011	0.008	0.041	0.011	0.011
0.75	0.015	0.039	0.010	0.011	0.008	0.042	0.011	0.011
0.83	0.015	0.041	0.010	0.011	0.008	0.042	0.011	0.011
0.92	0.015	0.043	0.010	0.011	0.008	0.042	0.011	0.011
1.00	0.015	0.045	0.010	0.011	0.008	0.042	0.011	0.011
1.08	0.008	0.047	0.005	0.006	0.005	0.039	0.006	0.006
1.17	0.002	0.048	0.002	0.002	0.001	0.030	0.002	0.002
1.25	0.001	0.047	0.000	0.000	0.000	0.019	0.000	0.000
1.33	0.000	0.047	0.000	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000
1.42	0.000	0.046	0.000	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000
1.50	0.000	0.045	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000
1.58	0.000	0.044	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000
1.67	0.000	0.043	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
1.75	0.000	0.043	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
1.83	0.000	0.042	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.92	0.000	0.041	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.00	0.000	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.08	0.000	0.039	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.17	0.000	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.25	0.000	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.33	0.000	0.036	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.42	0.000	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.50	0.000	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.58	0.000	0.033	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.67	0.000	0.032	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.75	0.000	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.83	0.000	0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.92	0.000	0.029	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.00	0.000	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tab XII – Idrogrammi in ingresso

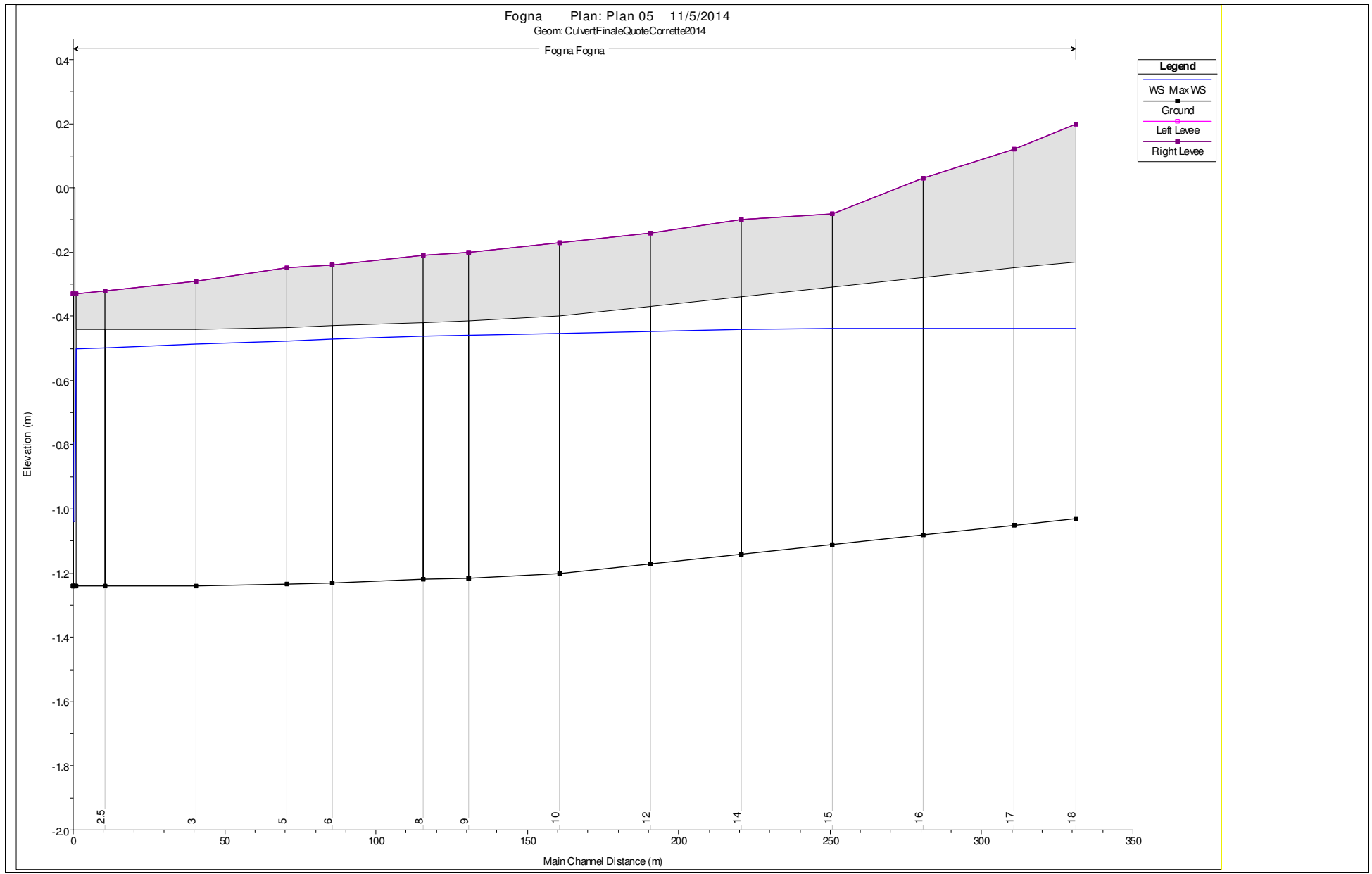


Fig. 13 Profilo Liquido massimo

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Fogna	1	Max WS	0.065	-1.24	-0.79	-1.18	-0.79	0.001000	0.09	0.71	1.60	0.04
Fogna	1.1	Max WS	0.065	-1.24	-0.79	-1.18	-0.79	0.001000	0.09	0.71	1.60	0.04
Fogna	1.5		Culvert									
Fogna	2.1	Max WS	0.065	-1.24	-0.50		-0.50	0.000247	0.06	1.18	1.60	0.02
Fogna	2.5	Max WS	0.065	-1.24	-0.50	-1.18	-0.50	0.000244	0.06	1.19	1.60	0.02
Fogna	3	Max WS	0.065	-1.24	-0.49	-1.19	-0.49	0.000228	0.05	1.20	1.60	0.02
Fogna	5	Max WS	0.065	-1.24	-0.48	-1.18	-0.48	0.000225	0.05	1.21	1.60	0.02
Fogna	6	Max WS	0.064	-1.23	-0.47	-1.18	-0.47	0.000219	0.05	1.21	1.60	0.02
Fogna	8	Max WS	0.063	-1.22	-0.46	-1.17	-0.46	0.000215	0.05	1.21	1.60	0.02
Fogna	9	Max WS	0.048	-1.21	-0.46	-1.17	-0.46	0.000122	0.04	1.21	1.60	0.01
Fogna	10	Max WS	0.049	-1.20	-0.45	-1.16	-0.45	0.000132	0.04	1.19	1.60	0.02
Fogna	12	Max WS	0.048	-1.17	-0.45	-1.12	-0.45	0.000143	0.04	1.16	1.60	0.02
Fogna	14	Max WS	0.048	-1.14	-0.44	-1.10	-0.44	0.000154	0.04	1.12	1.60	0.02
Fogna	15	Max WS	0.001	-1.11	-0.44	-1.10	-0.44	0.000000	0.00	1.07	1.60	0.00
Fogna	16	Max WS	0.001	-1.08	-0.44	-1.07	-0.44	0.000000	0.00	1.03	1.60	0.00
Fogna	17	Max WS	0.001	-1.05	-0.44	-1.04	-0.44	0.000000	0.00	0.98	1.60	0.00
Fogna	18	Max WS	0.001	-1.03	-0.44	-1.02	-0.44	0.000000	0.00	0.95	1.60	0.00

Tab. 13 - Profilo Liquido massimo

6- CONCLUSIONI

Il presente studio idrologico ed idraulico ha individuato la soluzione progettuale per la realizzazione della rete di drenaggio del Comparto AT1-C in grado di garantire l'invarianza idraulica rispetto alla situazione attuale.

Tale invarianza si otterrà mediante la realizzazione di volumi di invaso opportunamente localizzati come illustrato nella presente relazione.

I risultati ottenuti fanno riferimento ad una condizione in cui sia garantito lo scarico della nuova fognatura nel fosso ricettore i cui livelli liquidi dipendono dal funzionamento della rete dei canali di valle .

Nel caso in cui i livelli del fosso suddetto fossero tali da non consentire lo scarico libero della fognatura ed allo scopo di evitare l' inversione del flusso verso il comparto e' previsto di dotare lo scarico di un opportuno clapet ; in tali condizioni e' prevista l' entrata in funzione di uno scarico di troppo pieno posto nella parte superiore del manufatto di sbocco , anche questo scarico sara' dotato di un clapet allo scopo di evitare che in caso di eventi assolutamente eccezionali si possa verificare un ingresso nella fognatura del comparto di acque provenienti dai collettori di valle.

In considerazione che non e' da escludere , in occasione degli eventi eccezionali suddetti , l' impossibilita' di scaricare le acque meteoriche del comparto si ritiene che in via cautelativa si debbano impostare le quote dei piani di calpestio dei nuovi fabbricati ad una altezza di almeno 40 cm rispetto alla quota del piano campagna.

Massa , Ottobre 2014

I Tecnici incaricati

Prof. Ing. Carlo Viti

Dott. Ing. Stefano Nardi

