

V.A.S.

Rapporto Ambientale e Sintesi non Tecnica



COMPLESSO TERMIALE E GOLF



Comune di Fano
Autorità Procedente

Il dirigente servizio urbanistica
Arch. Adriano Giangolini



Comune di Pesaro
Autorità Procedente

Il dirigente servizio urbanistica
arch. Nardo Goffi



Provincia di Pesaro e Urbino
Autorità Competente

Il dirigente servizio 4.1
Urbanistica e Pianificazione
Arch. Urb. Maurizio Bartoli



Società Terme di Carignano s.r.l.
Soggetto Proponente

Il Presidente Consiglio Amministrazione
Marcello Berloni



UNITA' DI PROGETTAZIONE

Studio Zandonella (Monzambano, MN)
www.zandonella.it

Progettista
Arch. urb. Giovanni Zandonella Maiucco

Assistenti di progetto
Arch. Franco Zappaterra
Arch. Daniele Spazzini

Partecipazione progettuale
Pianif. Terr. Paolo Perantoni
Geom. Marcello Tasini

Consulenza specialistica V.A.S.
Prof. Roberto De Lotto

Consulenza geologica/idrogeologica
Geol. Walter Borghi
Geol. M. Lorena Arceci

TERME DI CARIGNANO:

aggregazione politiche urbanistiche Fano e Pesaro
per attuazione "Complesso Termale e Golf"

Valutazione Ambientale Strategica

Ai sensi dell'art. 13 comma 1 D.lgs 152/2006 mod. dal con D.lgs 16/1/2008 n. 4 e ss.mm.ii

TAV.

ALL2
GEOL.

MOD.

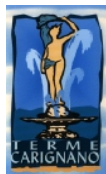
0

TITOLO.

LE RISORSE IDRICHE



COMUNE
DI FANO



SOC. TERME DI
CARIGNANO SRL



COMUNE
DI PESARO

TERME DI CARIGNANO

AGGREGAZIONE POLITICHE
URBANISTICHE FANO-PESARO

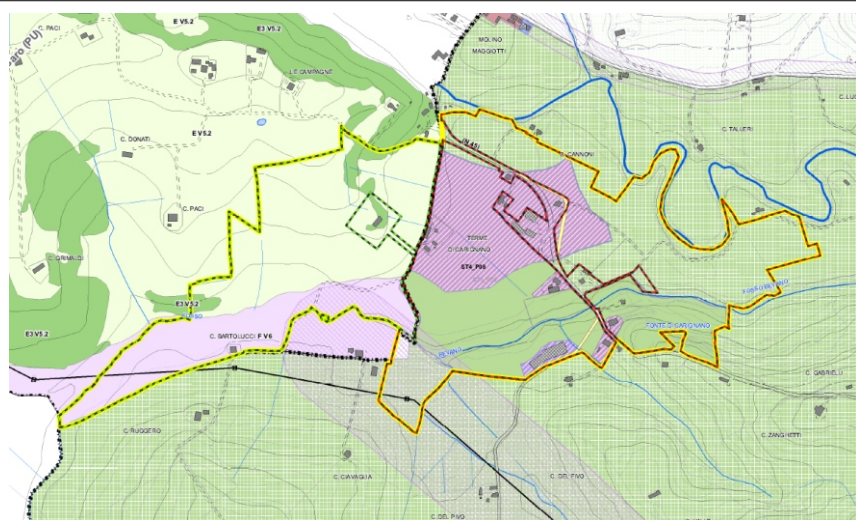
ATTUAZIONE
COMPLESSO TERMALE E GOLF

ACCORDO DI PROGRAMMA

V.A.S.

LE RISORSE IDRICHE

nota integrativa sulla
componente delle acque superficiali



Elaborato Unico



GEOCON

STUDIO ASSOCIATO PER LA
GEOLOGIA E LA SICUREZZA

Geol. Angelo RENZONI
Geol. Michele GLIASCHERA
Geol. Walter BORGHI

Via Gozzi 10/A 61032 FANO (PU)
Tel. 0721 861494 fax 862875
e-mail : geocon@fastwebnet.it
P. IVA n. 02229960410

Commessa **869/09**

Data **NOVEMBRE 2009**

GEOCON - STUDIO ASSOCIATO

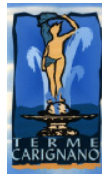
Coordinamento Generale
Geol. Walter Borghi
Geol. Angelo Renzoni
Geol. Michele Glaschera

Collaborazione
Geol. Giacomo Balducci
Geol. Mirco Calzolari

OPERA DELL'INGEGNO - RIPRODUZIONE VIETATA
OGNI DIRITTO RISERVATO - ART- 99 LEGGE 633/41



COMUNE DI FANO



SOC. TERME DI CARIGNANO S.R.L.



COMUNE DI PESARO

TERME DI CARIGNANO

AGGREGAZIONE POLITICHE URBANISTICHE FANO - PESARO

“ATTUAZIONE COMPLESSO TERMALE E GOLF”

ACCORDO DI PROGRAMMA

ART. 34 D.LGS 267/2000 – ART. 26/BIS L.R. 34/92

	Comune di Fano Autorità Procedente Il dirigente servizio urbanistica Arch. Adriano Giangolini
	Comune di Pesaro Autorità Procedente Il dirigente servizio urbanistica arch. Nardo Goffi
	Provincia di Pesaro e Urbino Autorità Competente Il dirigente servizio 4.1 Urbanistica e Pianificazione Arch. Urb. Maurizio Bartoli
	Società Terme di Carignano s.r.l. Soggetto Proponente Il Presidente Consiglio Amministrazione Marcello Berloni
	UNITA' DI PROGETTAZIONE Studio Zandonella (Monzambano, MN) www.zandonella.it
	Progettista Arch. urb. Giovanni Zandonella Maiuolo
	Assistenti di progetto Arch. Franco Zappaterra Arch. Daniele Spazzini
	Partecipazione progettuale Pianif. Terr. Paolo Perantoni Geom. Marcello Tasini
	Consulenza specialistica V.A.S. Prof. Roberto De Lotto

LE RISORSE IDRICHE

Nota integrativa sulla componente delle acque superficiali



1 – Dati generali del progetto

Dalla *relazione tecnica generale* di progetto l'intervento riguarda il potenziamento delle attuali Terme di Carignano attraverso la costruzione di un nuovo Polo Termale che implementa i servizi già esistenti. E' prevista la costruzione di strutture alberghiere, centri direzionali, commerciali, pubblici esercizi, un centro sportivo di interesse sovracomunale ed un impianto sportivo per la pratica di golf. L'intervento è suddiviso in sub-ambito denominato 1, ricadente in territorio fanese, e sub-ambito denominato 2 ricadente in territorio pesarese. Il **"sub-ambito 1"**, avente una superficie di circa 380.000 mq, costituisce il nucleo centrale dell'intervento in cui si concentrano le principali funzioni che caratterizzano il nuovo insediamento. Attorno ad una grande piazza, luogo principe di incontro, si sviluppano le principali strutture ricettive quali l'Hotel a cinque stelle, l'auditorium, la chiesa ed il centro termale con annesso centro benessere. Si hanno inoltre alberghi, ville signorili, residenze turistico-alberghiere e, nell'area Est del comparto, un'area verde con strutture sportive (campo da calcio, complesso natatorio con piscina olimpica, campi da pallavolo, basket e tennis). Il **"sub-ambito 2"**, avente una superficie di circa 230.000 mq ospita un campo da golf 9 buche con le relative strutture di servizio. Verrà ridisegnata una porzione di territorio qualificandola da un punto di vista naturalistico, percettivo ed estetico. La figura 1 sottostante, tratta dalle tavole di progetto, sintetizza a grandi linee gli interventi previsti; in particolare, le aree perimetrate con la campitura arancione rappresentano gli interventi previsti nel sub-ambito 1 (si veda anche fig. 2), mentre quelle segnate con il perimetro a campitura verde rappresentano gli interventi previsti nel sub-ambito 2.

Fig. 1

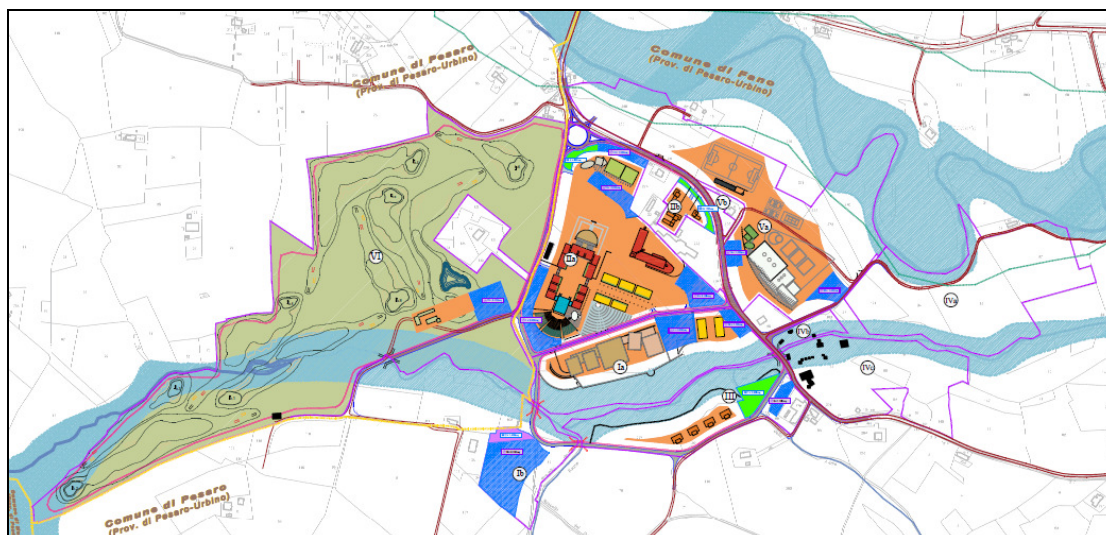
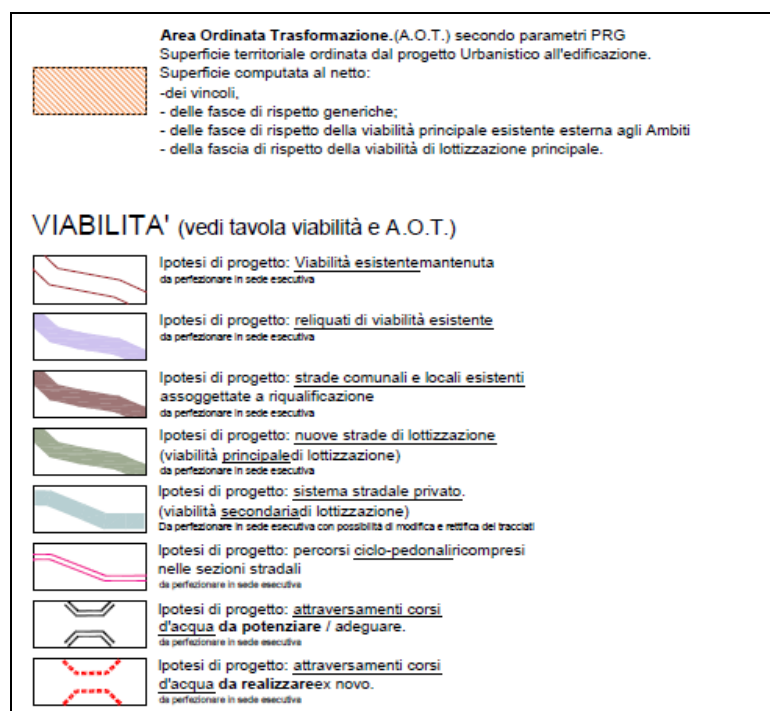
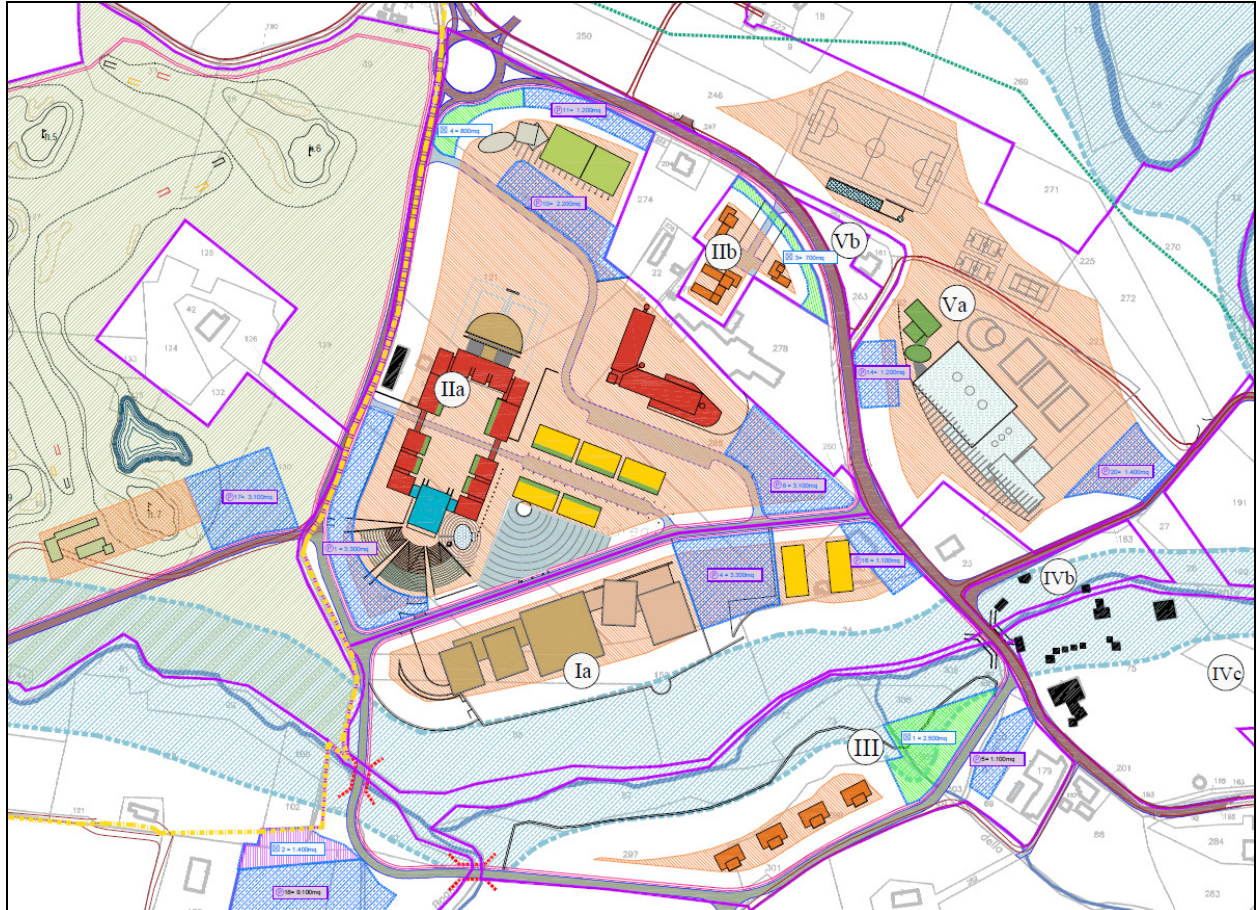




Fig. 2





Analizzando i dati generali del progetto, così come forniti dallo studio di progettazione *Arch. Zandonella*, riproposti graficamente nella sottostante fig. 3 e descritti nel rapporto ambientale (*Parte 1 sezione B capitolo B.2 – suolo e sottosuolo*), si può osservare che **l'intervento determina nel complesso una copertura di suolo pari al 14%** della superficie totale dell'area disponibile, ovvero circa 85.000 m² (85.368 m²) coperti su 610.000 m² totali.

Fig. 3 – tabella delle previsioni progettuali (da: *studio Zandonella*)

		Superfici coperte (mq)	Superfici coperte attuali (mq)	
a) Edificato:				
ambito	I	8.410	750	ex hotel regina
ambito	II	14.722	360	
ambito	III	1.500	2.810	
ambito	IV	234	234	edifici del parco termale
ambito	V	6.237	-	
ambito	VI	900	150	
sub tot. a) mq		32.003	4.304	
b) Viabilità:				
	esistente	14.470		
	nuova	12.845		
sub tot. b) mq		27.315		
c) Parcheggi:				
	non permeabili	16.200		
	semi permeabili	9.850		conteggiata al 50% estensione reale
sub. tot. c) mq		26.050		
Totale ambiti (a+b+c) mq		85.368		
				61 HA
				Sup. Comparto 610.000
Copertura %		14%		
				524.632 mq

Nella seguente fig. 4 vengono riproposti in modo più dettagliato gli interventi previsti da progetto riguardo alla viabilità (tratto da: *relazione tecnica - cap. 8*).



Fig. 4 dettaglio degli interventi sulla viabilità (da: relazione tecnica cap.8)

a) - Viabilità esistente oggetto di RIQUALIFICAZIONE					
Settore	Sezione tipo	a	b	c	d
		Marciapiede + aiuola (n°)	Larghezza sezione (m)	Sviluppo (m)	Superficie [=bxc] (mq)
S 1	2	1	11,50	550	6 325
S 2	1	0	9,00	180	1 620
S 3	4	1	9,00	530	4 770
S 6	3	0	6,50	270	1 755
Sommano assoggettate a riqualificazione				1 530	14 470
b) - Viabilità di NUOVA REALIZZAZIONE					
Settore	Sezione tipo	a	b	c	d
		Marciapiede + aiuola (n°)	Larghezza sezione (m)	Sviluppo (m)	Superficie [=bxc] (mq)
S 4	4	1	9,00	730	6 570
S 5	5	2	11,50	350	4 025
S 7	1	0	9,00	250	2 250
Sommano di nuova realizzazione				1 330	12 845
Totale (a+b)				2 860	27 315

Se si considera che, sempre dai dati di progetto di cui in fig. 3 e 4, la superficie coperta attuale dalla viabilità e dagli edifici ammonta a circa 19.000 m² (per la precisione 18.774 m² ovvero 14.470 + 4.304) si registra un incremento di superficie coperta pari a circa 66.000 m² che corrisponde circa all'11% della superficie totale.

Da ciò consegue la necessità di stimare i possibili effetti indotti da tali trasformazioni rispetto allo stato di attuale equilibrio del regime idrico superficiale nel suo complesso, **in considerazione del fatto che fra le misure compensative e/o di mitigazione degli impatti causati dalla urbanizzazione dell'area è altresì possibile prevedere la possibilità di riutilizzo per fini irrigui delle acque provenienti dalle aree coperte e quindi impermeabilizzate (tetti, parcheggi, ecc).** La stima viene svolta valutando quindi i possibili effetti indotti:

- **sul bilancio idrologico, ovvero sulle modificazioni indotte nei riguardi delle risorse idriche disponibili, di quelle efficaci e di quelle sottratte;**



- **sul regime dei deflussi superficiali, ovvero sulle modificazioni del regime delle portate di deflusso del reticolo idrografico superficiale anche in relazione alla applicazione del principio dell'invarianza idraulica.**

Ovviamente le stime e le valutazioni che seguono hanno valore indicativo per le sole finalità previste dalle procedure di VAS; approfondimenti, verifiche puntuali e dettagliate dovranno quindi essere eseguite all'atto della predisposizione della progettazione e del dimensionamento delle opere e/o degli interventi sulla scorta di dati progettuali di scala adeguata (rilievi, dettaglio delle opere, ecc.).

2 – Bilancio Idrologico

L'equazione del bilancio idrologico è espressa dall'equazione di continuità dei volumi entranti, uscenti ed invasati nel bacino superficiale, definiti in base alla perimetrazione prescelta, in un intervallo di tempo Δt prefissato:

$$P = ET + I + R \quad (1)$$

dove:

- P** altezza di acqua di precipitazione affluita nel periodo considerato;
ET altezza di acqua sottratta al bacino per evapotraspirazione;
R altezza di acqua di origine meteorica che contribuisce al deflusso superficiale (o ruscellamento);
I altezza di acqua che si infiltra nel sottosuolo;

La formula (1) può anche essere così espressa:

$$P - ET = P_e = I + R \quad (2)$$

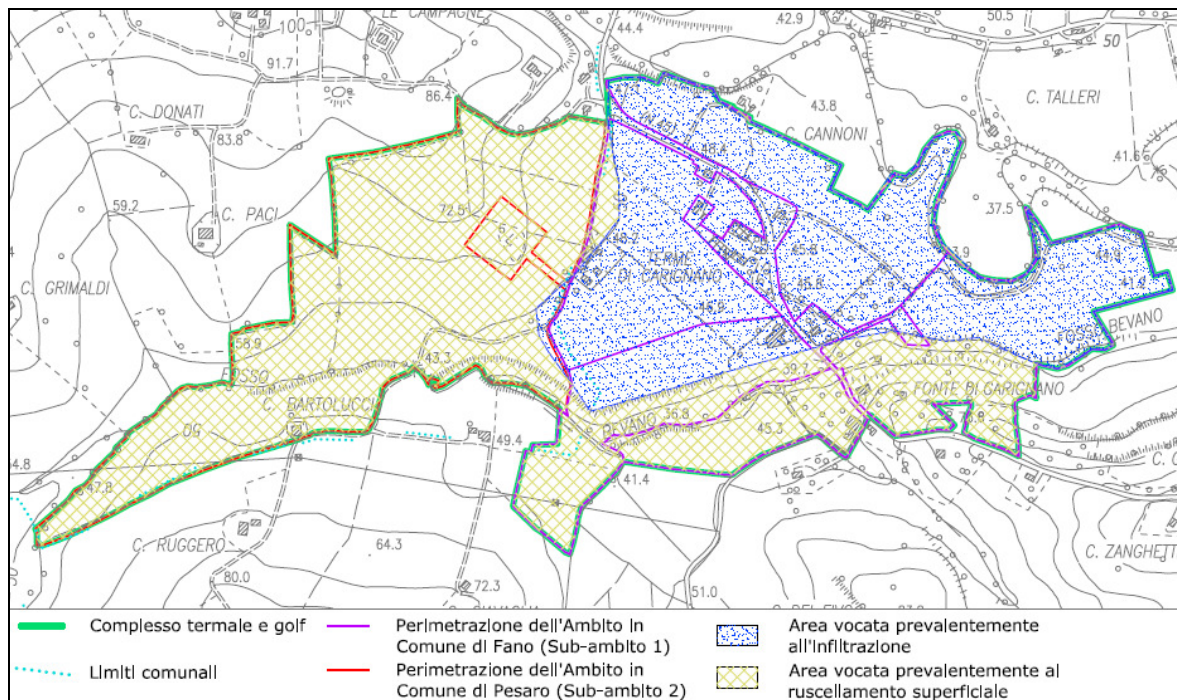
Dove $P-ET$ rappresenta la pioggia efficace (P_e) ovvero il quantitativo di acqua effettivamente disponibile in termini di risorsa idrica che alimenta il sistema delle acque superficiali (R) e quello delle acque sotterranee (I).

Nell'area di intervento il sub-ambito 1, pianeggiante, può essere considerato come un ambito maggiormente vocato alla infiltrazione (I), mentre il sub-ambito 2 può considerarsi



maggiormente vocato al ruscellamento (R); in fig. 5 sono state indicativamente individuate le aree a diversa vocazione.

Fig. 5





- **Calcolo degli afflussi meteorici (P):**

Per il calcolo degli afflussi meteorici sull'area di studio si considerano le acque di precipitazione meteorica ivi direttamente ricadenti. Per la valutazione dei suddetti quantitativi d'acqua di precipitazione (P) sono stati consultati diversi dati tratti dalla bibliografia disponibile; i dati disponibili sono piuttosto dispersivi e difficilmente raffrontabili tenuto conto dei diversi periodi di osservazione.

Si riportano di seguito i dati medi annuali riferiti a diverse stazioni di misura per diversi tempi di osservazione.

fig. 6

Stazione di Pesaro – Osservatorio Valerio - Temperature e precipitazioni medie (dal 1901 al 2000)

Mesi	Precipitazioni medie mensili	Temperature medie mensili
Gennaio	56,7	3,8
Febbraio	58,5	5,1
Marzo	58	8,5
Aprile	60,5	12,5
Maggio	58,1	16,8
Giugno	57,4	21,1
Luglio	40,8	23,6
Agosto	52,9	23,1
Settembre	85,6	19,4
Ottobre	92,7	14,5
Novembre	89,9	9,4
Dicembre	73,9	5,5
Precipitazioni medie annue	785	
Temperatura media annua	13,6	



Fig. 7

Stazione di Pesaro – Dati Studio ENEA 1987 - Temperature e precipitazioni medie

Mesi	Precipitazioni medie mensili	Temperature medie mensili
Gennaio	56,0	3,85
Febbraio	65.8	5,98
Marzo	77.5	8,54
Aprile	62.8	12,24
Maggio	48.0	16,42
Giugno	66.0	20,08
Luglio	56.2	22,52
Agosto	77.9	22,04
Settembre	94.5	18,77
Ottobre	96.1	14,27
Novembre	99.8	9,81
Dicembre	76.9	5,36
Precipitazioni medie annue	877.5	
Temperatura media annua	13,2	

Fig. 8

Dati medi Carignano - periodo di osservazione 1921-1943

Dati sulle precipitazioni medie annuali registrati in alcune località del bacino del Metauro (in mm):	
Fano	737
Carignano	822
Fermignano	926
Calcinelli	941
Acqualagna	970
Fossombrone	988
Foresta Cesana	1.030
Cartoceto	1.049
Urbania	1.052
S. Angelo in Vado	1.058
Mercatello sul Metauro	1.220
Cagli	1.234
Piobbico	1.240
Pianello	1.328
Bocca Trabaria	1.359

(Da Bedosti B., 1979, op.cit.)

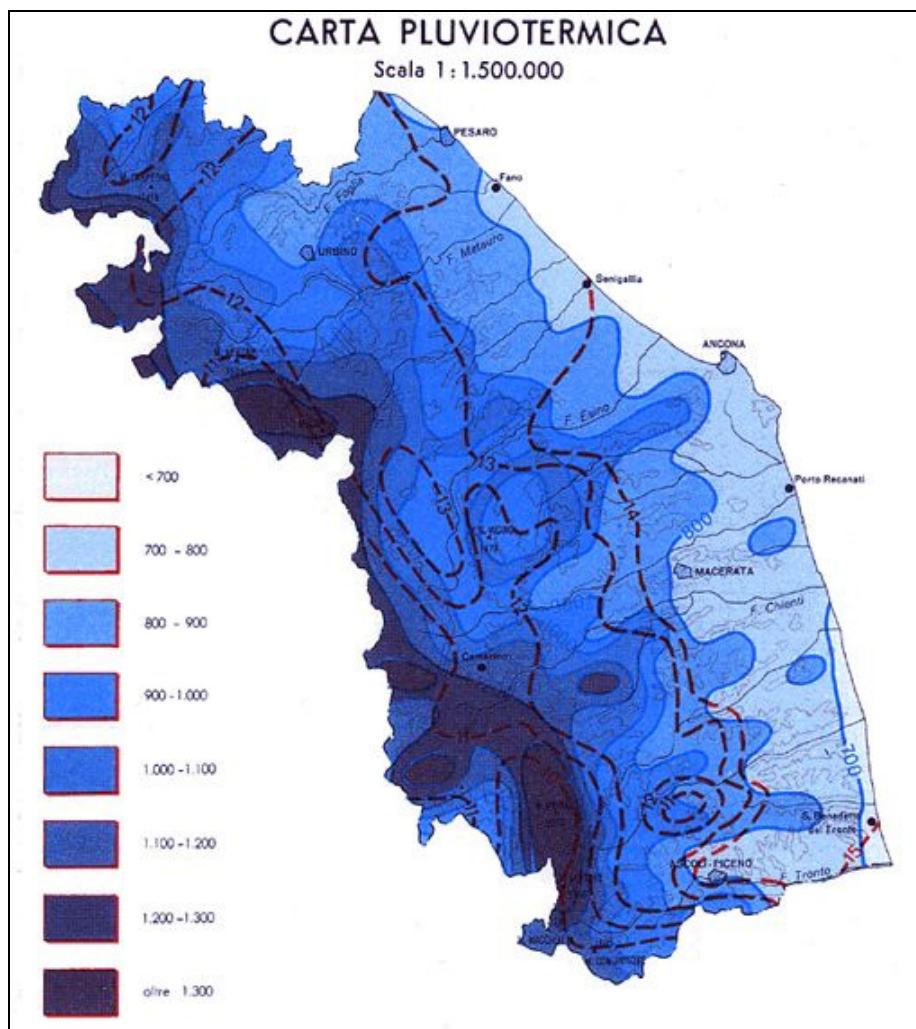


Fig. 9

Dati di Pioggia - Annali Idrologici Ufficio Idrografico e Mareografico Bologna

STAZIONE	ALTEZZA SUL LIVELLO DEL MARE	PRECIPITAZIONE MEDIA mm
ACQUALAGNA	204	975,5
BARCHI	319	902,3
BARGNI	273	907,2
BOCCA SERIOLA	730	1159,7
BOCCA TRABARIA	1049	1427,9
CAGLI	276	1273,1
CALCINELLI	64	931,1
CANTIANO	360	1284,9
CARTOCETO	235	1046,0
CASTELLO DI NARO	417	1002,5
CELLA	455	1222,4
FANO	14	742,0
FERMIGNANO	199	936,9
FORESTA DELLA CESANA	640	1012,4
FOSSOMBRONE	116	982,7
MERCATELLO	429	1188,9
MONTELABBREVE	842	1347,7
PARROCCHIA DI SALIA	683	1209,8
PIANELLO	384	1297,3
PIOBBICO	339	1225,2
PONTEDAZZO	350	1212,2
PONTERICCIOLI	403	1307,7
SAN QUIRICO IN CASELLE	668	1145,7
SANT'ANGELO IN VADO	359	1028,9
URBANIA	273	1027,0
URBINO	451	862,7

Fig. 10



Dal confronto fra i vari dati disponibili si può dedurre che l'area in esame è caratterizzata da un range di precipitazioni medie annue compreso fra **737,0** mm e **877,0** mm.

- **Calcolo dell'evapotraspirazione (Et) e della pioggia efficace (Pe)**

Per evapotraspirazione si intende, quel processo fisico che trasforma l'acqua nelle sue varie forme in vapore. Essa interessa le acque che scorrono sulla superficie del suolo, che ricoprono le piante, quelle stagnanti, le acque sotterranee non troppo profonde, le superfici innevate ed i ghiacciai. L'evapotraspirazione è una perdita per il bacino in quanto l'acqua che si trasforma in vapore si perde in atmosfera o viene assorbita dalle piante. La formula più usata è quella di *Turc* qui di seguito rappresentata.



$$ET = \frac{P}{\sqrt{0.9 + (P/L)^2}} \quad \text{dove} \quad L = 300 + 25T_a + 0.05T_a^3$$

- ET = evapotraspirazione reale media annua (climatologica) in mm
- P = altezza di precipitazione media annua in mm
- T_a = temperatura media annua in Celsius


Dalla applicazione della suddetta formula, assumendo $T_a = 13.2^\circ\text{C}$ risultano i valori di pioggia efficace ed evapotraspirazione in mm/anno riportati nella sottostante tabella.

	max	min	media
	P = 877.0 mm	P = 737.0 mm	P = 807.0 mm
Evapotraspirazione (Et)	583.0 mm	490.0 mm	536.5 mm
Pioggia efficace (Pe)	294.0 mm	247.0 mm	270.5 mm

Considerando che l'area di interesse copre una estensione di circa 61 ha e trascurando il fatto che attualmente circa il 3.0% della superficie ovvero 18774 m² risultano coperti (dati di progetto di cui in fig. 3) risulta un volume medio di pioggia efficace annua dell'ordine di $VPe = 610.000 \text{ m}^2 \times 0.2705 \text{ m} = 165.005 \text{ m}^3$.

- **Effetti indotti dalle trasformazioni in progetto**

Nell'ipotesi di voler riutilizzare le acque meteoriche con recupero per fini irrigui, prevedendo, come da progetto, un incremento della superficie coperta pari all'11% dell'area complessiva di intervento, le acque che defluiranno sulla suddetta superficie

 GEOCON STUDIO ASSOCIATO PER LA GEOLOGIA E LA SICUREZZA	Commessa 869/09 Terme di Carignano	Attuazione Complesso termale e Golf V.A.S. – Rapporto Ambientale Risorse Idriche - Nota integrativa sulla componente delle acque superficiali	Pag. 13 di 28
---	---------------------------------------	--	---------------

coperta verranno completamente sottratte al volume delle piogge efficaci e contribuiranno unicamente ad incrementare le perdite per evapotraspirazione.


Si avrà quindi una riduzione di volume delle piogge efficaci che alimentano, attraverso l'infiltrazione ed il ruscellamento, le risorse idriche; tale riduzione è stimabile in circa 18.000 m³/anno più precisamente $165.005 - 146.854 = 18.151$ m³.

Rispetto alla estensione del bacino idrografico alla sezione di chiusura immediatamente a valle dell'area e corrispondente all'innesto fra Torrente Arzilla e Fosso Bevano la cui superficie è dell'ordine di 75 Km² (circa 60 Km² quella corrispondente al Torrente Arzilla e circa 15 Km² quella corrispondente al Fosso Bevano) la perdita di volume delle piogge efficaci può considerarsi modesta e stimabile in una percentuale dell'ordine dello 0.09%.

La stima è stata fatta assumendo:

- la superficie del Bacino Idrografico Arzilla + Bevano alla sezione di chiusura subito a valle dell'area pari a circa 75 Km²;
- Il volume della Pioggia efficace per il bacino suddetto pari a $75.000.000 \text{ m}^2 \times 0.2705 \text{ m} = 20.287.500 \text{ m}^3$ dove 0.2705 m corrisponde alla altezza di pioggia efficace media annua.

Considerando quindi la perdita di un volume di Pioggia Efficace per l'area in esame pari a $165.005 - 146.854 = 18.151$ m³ risulta un valore di incidenza percentuale sul bacino di 75 Km² pari allo 0.09%.

 GEOCON STUDIO ASSOCIATO PER LA GEOLOGIA E LA SICUREZZA	Commessa 869/09 Terme di Carignano	Attuazione Complesso termale e Golf V.A.S. – Rapporto Ambientale Risorse Idriche - Nota integrativa sulla componente delle acque superficiali	Pag. 14 di 28
---	---------------------------------------	--	---------------

3 – Analisi pluviometrica in relazione al principio dell’invarianza idraulica

- **Invarianza Idraulica - Principi generali**

In senso generale si osserva che l’impermeabilizzazione dei suoli e la loro regolarizzazione per fini urbanistici contribuisce, sotto l’aspetto idrologico:

- all’incremento della percentuale di pioggia che giunge al deflusso superficiale (riduzione di suolo alla infiltrazione di acqua);
- all’incremento conseguente della portata unitaria delle aree interessate dalla trasformazione urbanistica (coeff. udometrico);
- alla diminuzione del tempo di corrivazione delle acque che cadono sulle aree impermeabilizzate e quindi all’aumento delle portate di picco.

Tali incrementi di portate e velocità dei deflussi superficiali comportano ripercussioni con possibili effetti sul reticolo idrografico superficiale.

In particolare si può osservare che, ad esempio, la sola regolarizzazione della morfologia dei suoli determina una riduzione di quei volumi naturali (piccole depressioni e/o spazi naturali) che consentono l’accumulo temporaneo di acqua e quindi una sorta di laminazione “naturale” della portata di piena.

Da ciò deriva l’applicazione del principio dell’INVARIANZA IDRAULICA alla urbanizzazione del territorio con l’obiettivo di favorire e mantenere il più possibile le condizioni di equilibrio del reticolo attraverso la messa in opera di “misure compensative”.

Tali misure sono attuabili mediante la predisposizione di volumi e/o spazi che devono essere riempiti man mano che si verifica il deflusso e che consentano quindi la laminazione artificiale delle piene ritardando l’immissione nel corpo ricevente e l’effettiva invarianza del picco di piena.

Tali spazi per la laminazione artificiale possono essere rappresentati, ad esempio:



- da aree verdi ribassate
- da aree di accumulo di acqua sui tetti
- da piazzali predisposti per l'allagamento
- da vasche in opera e/o prefabbricate in C.A.

Per l'applicazione del metodo è necessario effettuare analisi pluviometriche che consentano, attraverso l'analisi di curve di possibilità pluviometrica per specifici tempi di ritorno, di determinare l'altezza della pioggia massima e le portate di piena.

Per quanto riguarda i tempi di ritorno a cui fare riferimento, l'Allegato A al Dgr 2448 del 6 Ottobre 2009 della Regione Veneto (Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici – modalità operative e indicazioni tecniche) indica un valore di $T_r = 50$ anni.


Sempre con riferimento all'Allegato A al Dgr 2448 Regione Veneto i coefficienti di deflusso, ove non determinati in modo analitico, vengono assunti convenzionalmente pari a 0.1 per le aree agricole, 0.2 per le superfici permeabili – aree verdi, 0.6 per quelle semi-permeabili e 0.9 per le superfici impermeabili. Fra i metodi di calcolo di tipo analitico si indicano:

- il metodo Razionale (sicuramente fra i più utilizzati)
- il metodo Curve Numbers proposto da Soil Conservation Services – SCS (1972)
- il metodo dell'Invaso.

Viene altresì introdotta una classificazione che definisce la classe di intervento in relazione alle dimensioni delle trasformazioni indotte (fig. 11).

Fig. 11 - Classificazione degli interventi di trasformazione

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

 GEOCON STUDIO ASSOCIATO PER LA GEOLOGIA E LA SICUREZZA	Commessa 869/09 Terme di Carignano	Attuazione Complesso termale e Golf V.A.S. – Rapporto Ambientale Risorse Idriche - Nota integrativa sulla componente delle acque superficiali	Pag. 16 di 28
---	---------------------------------------	--	---------------

- **Effetti indotti sulle portate di deflusso e indicazioni operative per l'invarianza idraulica**

Con riferimento alla tabella di classificazione di cui alla fig. 11 le previsioni di attuazione dell'intervento afferiscono ad un intervento che determina una impermeabilizzazione potenziale che può essere definita "**significativa**" (superfici comprese fra 1-10 ha).

Per la determinazione della portata di deflusso delle acque provenienti dalle superfici impermeabili, ovvero dell'incremento di portata per effetto della impermeabilizzazione rispetto allo stato attuale si è proceduto nel modo di seguito esposto.

In primo luogo è stata eseguita una stima delle portate di deflusso nelle condizioni attuali per l'area interessata dalla trasformazione urbanistica; considerato che la concentrazione urbanistica ed edificatoria ricade sostanzialmente nel comparto 1 sono state indicativamente perimetrare 2 aree che approssimano le superfici da trasformare in aree impermeabili; le aree di estensione complessiva di circa 86.000 m² analoga a quella prevista da progetto sono indicate nella figura 12 di seguito riportata.

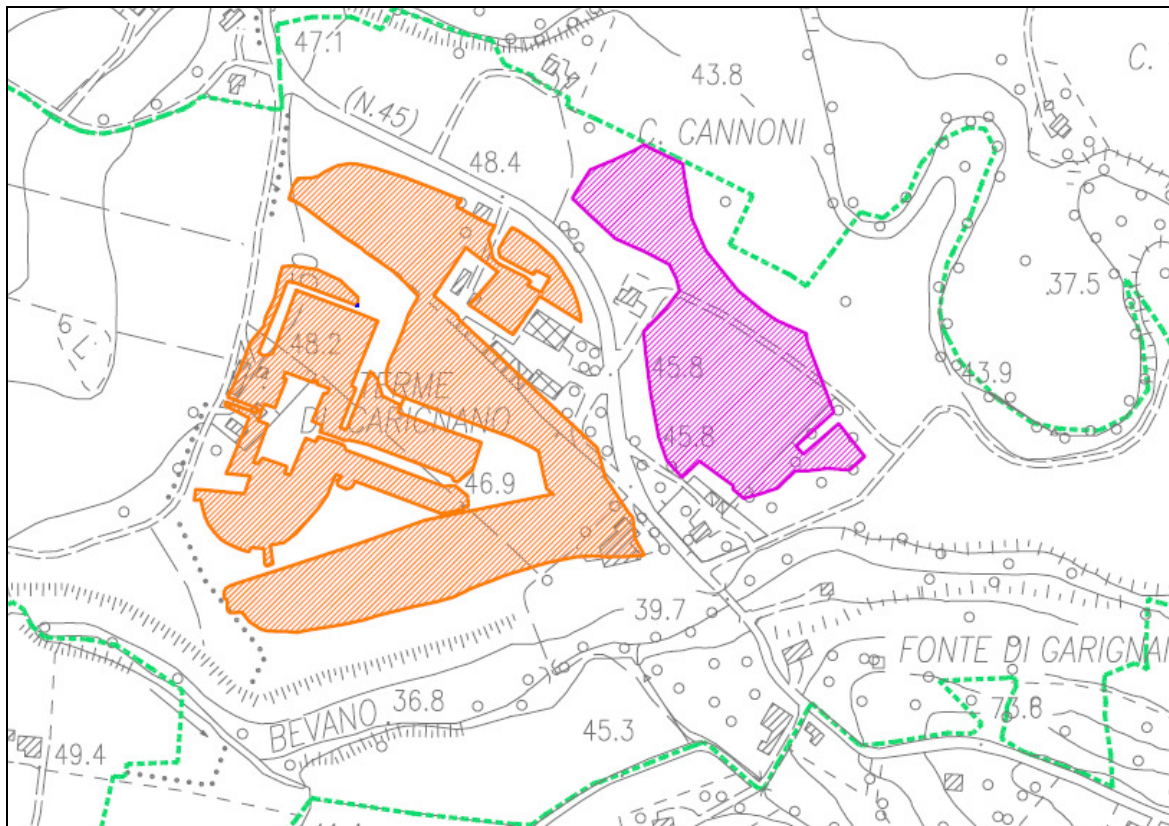
Su tali aree sono state determinate le portate di piena prevedibili sulla scorta dei dati pluviografici di massima intensità registrati al pluviografo su 1, 3, 6, 12, 24 ore, riferiti alla stazione di misura più vicina di Fano. Le misure sono relative al periodo di osservazione 1951-2000 come riportato nella fig. 4.


E' stato applicato il metodo razionale di *Gumbel* già utilizzato da questo studio per il calcolo delle aree esondabili (Rif. GEOCON, studio dello scenario da rischio esondazione dei corsi d'acqua Arzilla e Bevano – Maggio 2009).


Per la stima delle portate riferibili allo stato attuale è stato assunto un valore del coeff. di deflusso pari a 0.40 riferibile a terreni mediamente permeabili in aree agricole; tale valore tiene altresì conto del fatto che l'area è sostanzialmente pianeggiante.



Fig. 12 – Aree per la stima delle portate di deflusso delle sup. impermeabili



 Area 1 (60.000 mq circa)

 Area 2 (26.000 mq circa)

Per lo stato di progetto è stato assunto un valore del coeff. di deflusso pari a 1.0 tipicamente riferibile ad aree completamente impermeabili.

Come già detto la formula utilizzata è quella del metodo razionale basata sulla stima del tempo di corrivazione. Il calcolo delle altezze massime (h_{max}) e critiche (h_{crit}) di pioggia viene affrontato mediante l'analisi probabilistica delle precipitazioni con particolare riferimento alle cosiddette *curve di possibilità pluviometrica*, indicate spesso con l'acronimo *cpp*, adottando le formule appresso riportate.



$$H_{\max}(t, T) = m - \frac{\left(\ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right)}{k} \quad (1)$$

$$H_{\text{crit}}(t, T) = a \times t^n \quad (2)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (H_i - \overline{H_i})^2}{n - 1}}$$

$$k = \frac{1}{0,78 \times s}$$

$$m = \overline{H_i} - \frac{0,577}{k}$$

Per la (2) il coefficiente “*a*” e l’esponente “*n*” sono stati determinati con il metodo dei minimi quadrati, secondo le seguenti relazioni matematiche:

$$n = \frac{\sum (\log t - \overline{\log t}) \times \log H_{\max}(t, T)}{\sum (\log t - \overline{\log t})^2}$$

$$a = 10^{(\overline{\log H_{\max}(t, T)} - n \cdot \overline{\log t})}$$

I simboli adottati nelle formule assumono i seguenti significati:

H_{max}(t, T) = altezza massima di pioggia con tempi di ritorno;

H_{crit}(t, T) = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno;

$\overline{H_i}$ = media aritmetica delle altezze massime di pioggia registrate per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore negli anni÷.....;



- s** = deviazione standard;
Ln = logaritmo naturale;
t = durata della pioggia di 1, 3, 6, 12, 24 ore;
T = tempi di ritorno di 200, 100, 50, 30, 10 anni.

le altezze critiche della pioggia (h_{crit}) sono state considerate per tempi di ritorno di 10/30/50/100/200 anni assumendo il dato penalizzante ovvero quello inerente il tempo di ritorno $T_r = 200$ anni come previsto dalle NA del PAI.

Fig. 13 – dati pluviografici stazione di Fano

Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1951	29,00	40,00	33,40	40,00	47,40
1952	20,60	20,80	40,00	67,40	86,60
1953	40,00	55,00	37,40	45,00	50,00
1954	15,60	18,80	30,60	43,80	47,40
1955	39,00	53,60	68,20	68,20	70,60
1956	31,20	44,80	32,00	51,20	85,20
1957	23,00	25,40	104,20	123,20	154,80
1958	16,60	28,00	57,60	61,00	61,20
1959	29,60	31,40	29,00	36,20	45,00
1960	39,00	56,20	44,60	57,80	104,80
1961	26,20	40,00	45,00	67,00	81,60
1962	20,00	40,00	26,80	37,40	40,80
1963	60,00	62,40	74,20	100,80	132,80
1964	34,80	34,80	28,00	31,60	33,60
1965	21,20	39,00	25,60	36,00	58,20
1966	22,80	31,80	62,20	76,20	80,60
1967	12,60	16,40	63,60	63,60	63,60
1968	47,00	62,20	29,20	36,80	51,20
1969	48,00	60,00	32,00	32,00	32,00
1970	15,20	18,60	60,00	98,20	113,40
1971	17,20	27,60	34,80	46,40	53,00
1972	24,00		62,60	81,40	81,40



1973	17,20	22,40	42,60	47,80	49,20
1974	32,40	36,40	44,60	53,80	55,80
1975	32,00	36,40	61,80	65,40	65,40
1976	25,80	29,00	31,40	32,60	40,80
1977	27,00	52,80	30,60	40,60	53,40
1978	24,20	65,40	32,20	34,60	42,60
1979	23,60	25,60	46,80	46,80	47,20
1980	40,40	60,20	64,20	64,20	74,40
1981	17,40	19,20	25,20	36,20	42,60
1982	32,00	36,00	67,00	79,20	84,40
1983	31,40	33,00	23,60	31,40	40,40
1984	25,00	30,60	44,40	63,60	79,40
1985	28,00	38,60	38,60	40,20	40,20
1986	23,80	34,80	46,20	57,20	69,00
1987	10,20	17,40	24,80	26,80	31,60
1988	21,80	33,60	36,00	36,60	36,60
1989	13,00	27,00	42,20	58,20	66,40
1990	23,80	39,80	49,80	51,80	59,20
1991	40,60	56,20	74,60	87,40	98,80
1992	21,00	32,80	40,80	53,00	54,60
1993	20,20	38,60	55,00	66,80	84,00
1994	24,60	45,40	47,40	48,60	75,80
1995	27,20	40,60	46,20	85,00	85,60
1996	29,80	31,00	39,80	48,20	49,00
1997	21,60	35,60	37,00	37,00	37,00
1998	22,60	23,00	23,20	32,80	33,40
1999	22,40	25,20	29,20	37,20	39,80
2000	7,40	15,40	25,00	30,40	37,40

L'elaborazione statistica dei dati pluviografici con il metodo di Gumbel è riportata nelle sottostanti tabelle 1, 2 e 3. In particolare nella tabella 2 sono riportate le altezze massime di pioggia (H_{max}) regolarizzate per tempi di ritorno T_r 10/30/50/100/200 anni e durata di 1/3/6/12/24 h.



Analisi statistica dei dati pluviografici

Tabella 1 - Valori per ciascuna durata t , della media $\mu(h_t)$, dello scarto quadratico medio $\sigma(h_t)$ e dei due parametri α_t e u_t della legge di Gumbel (prima legge del valore estremo "EV1")

N =	50	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
$\mu(h_t)$		26,38	36,81	43,82	53,89	62,98
$\sigma(h_t)$		10,16	13,56	16,82	20,98	26,42
$\alpha_t = 1,283/\sigma(h_t)$		0,13	0,09	0,08	0,06	0,05
$U_t = \mu(h_t) - 0,45\sigma(h_t)$		21,81	30,71	36,26	44,45	51,09

Tabella 2 - Altezze massime di pioggia regolarizzate (mm)

Tr		t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
10 anni	$h_{max} =$	39,63	54,48	65,76	81,25	97,44
30 anni	$h_{max} =$	48,61	66,47	80,62	99,79	120,79
50 anni	$h_{max} =$	52,71	71,94	87,41	108,26	131,45
100 anni	$h_{max} =$	58,23	79,31	96,56	119,67	145,83
200 anni	$h_{max} =$	63,74	86,66	105,68	131,05	160,16

Tabella 3

Tr	LEGGE DI PIOGGIA $h = a \times t^n$	
10 anni	→	$h=39,72xt^{0,2842}$
30 anni	→	$h=48,506xt^{0,2875}$
50 anni	→	$h=52,517xt^{0,2886}$
100 anni	→	$h=57,927xt^{0,2899}$
200 anni	→	$h=63,318xt^{0,2909}$



Per la determinazione dei tempi di corrivazione T_c si è fatto riferimento alla formula di *Kirpich et Al.* più indicata per bacini di piccole dimensioni (< 20 Km²).

Il calcolo delle portate massime Q_{max} (*portata di piena*) delle aree considerate è stato eseguito utilizzando le formule del metodo razionale (Q_{max}) così come riportato di seguito:

$$Q_{max} = \frac{ch_{(t, T)}S}{3.6t_c}$$

dove:

c coeff. di deflusso (-)

$h_{(t, T)}$ altezza critica della pioggia con tempi di ritorno assegnati (mm)

S superficie del bacino (Km²)

T_c tempo di corrivazione (ore)

3.6 fattore di conversione per la definizione della portata Q_{max} in m³/sec

I valori degli incrementi delle portate di massima piena determinati sono di seguito riportati nelle fig. 15,16,17 e 18. Nella fig. 14 sottostante è riportato il valore degli incrementi di portata per Tr 50 e Tr 200 anni.

Fig. 14 – incrementi di portata a seguito della impermeabilizzazione

	Area 1	Area 2	Area tot.
	60.000 m²	26.000 m²	86.000 m²
Tr 50 anni	1.01 m³/sec	0.54 m³/sec	1.55 m³/sec
Tr 200 anni	1.12 m³/sec	0.65 m³/sec	1.77 m³/sec



Dai dati di fig. 14 si evince che l'incremento di portata, così come stimata, tenuto altresì conto delle approssimazioni del metodo di calcolo e dei dati di input disponibili, è dell'ordine di 1.55-1.77 m³/sec.

Fig. 15 – area 1 stato attuale - portata di max. deflusso

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA				TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)	
Superficie del Bacino	S =	0,06	Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$	
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	0,40	Km		
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	49,30	m (s.l.m.)	Kirpich, Watt- Chow, Pezzoli $\Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} =$ 0,39	
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	47,50	m (s.l.m.)		
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,00	(m/m)		
Altitudine max bacino	H_{max} =	49,30	m (s.l.m.)		
Altitudine sezione considerata	H₀ =	47,50	m (s.l.m.)		
Altitudine media bacino	H_m =	48,40	m (s.l.m.)		
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	0,90	m		
CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO (FORMULA del METODO RAZIONALE)					
$Q_{max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$		con :		c = coefficiente di deflusso h_(t,T) = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm) S = superficie del bacino (km ²) t_c = tempo di corrvazione (ore) 3,6 = fattore di conversione che permette di ottenere la Q _{max} in m ³ /sec	
RISULTATI					
Deflusso c =		0,40	S (km ²) =	0,06	t_c (ore) = 0,39
Tr (anni)	a	n	t_c (ore)	h_(t,T) (mm)	Q_{max} (m ³ /sec)
10	39,7202	0,2842	0,39	30,37	0,52
30	48,5056	0,2875	0,39	36,98	0,63
50	52,5166	0,2886	0,39	39,99	0,69
100	57,9269	0,2899	0,39	44,06	0,75
200	63,3178	0,2909	0,39	48,11	0,82



Fig. 16 – area 2 stato attuale - portata di max. deflusso

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA				TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)																																					
Superficie del Bacino	S =	0,03	Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$ { Kirpich, Watt- $\Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}}\right)^{0.8} =$ 0,29 Chow, Pezzoli																																					
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	0,30	Km																																						
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	48,00	m (s.l.m.)																																						
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	46,51	m (s.l.m.)																																						
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,01	(m/m)																																						
Altitudine max bacino	H_{max} =	48,00	m (s.l.m.)																																						
Altitudine sezione considerata	H₀ =	46,51	m (s.l.m.)																																						
Altitudine media bacino	H_m =	47,26	m (s.l.m.)																																						
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	0,74	m																																						
CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO (FORMULA del METODO RAZIONALE)																																									
$Q_{max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$		con :		c = coefficiente di deflusso $h_{(t,T)}$ = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm) S = superficie del bacino (km ²) t_c = tempo di corrivazione (ore) $3,6$ = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m ³ /sec																																					
RISULTATI																																									
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>Deflusso $c =$</td> <td>0,40</td> <td>S (km²) =</td> <td>0,03</td> <td>t_c (ore) =</td> <td>0,29</td> </tr> </table>						Deflusso $c =$	0,40	S (km ²) =	0,03	t_c (ore) =	0,29																														
Deflusso $c =$	0,40	S (km ²) =	0,03	t_c (ore) =	0,29																																				
<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th>Tr (anni)</th> <th>a</th> <th>n</th> <th>t_c (ore)</th> <th>$h_{(t,T)}$ (mm)</th> <th>Q_{max} (m³/sec)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>39,7202</td> <td>0,2842</td> <td>0,29</td> <td>27,95</td> <td>0,27</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>48,5056</td> <td>0,2875</td> <td>0,29</td> <td>33,99</td> <td>0,33</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>52,5166</td> <td>0,2886</td> <td>0,29</td> <td>36,75</td> <td>0,36</td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>57,9269</td> <td>0,2899</td> <td>0,29</td> <td>40,48</td> <td>0,40</td> </tr> <tr> <td>200</td> <td>63,3178</td> <td>0,2909</td> <td>0,29</td> <td>44,19</td> <td>0,43</td> </tr> </tbody> </table>						Tr (anni)	a	n	t_c (ore)	$h_{(t,T)}$ (mm)	Q_{max} (m ³ /sec)	10	39,7202	0,2842	0,29	27,95	0,27	30	48,5056	0,2875	0,29	33,99	0,33	50	52,5166	0,2886	0,29	36,75	0,36	100	57,9269	0,2899	0,29	40,48	0,40	200	63,3178	0,2909	0,29	44,19	0,43
Tr (anni)	a	n	t_c (ore)	$h_{(t,T)}$ (mm)	Q_{max} (m ³ /sec)																																				
10	39,7202	0,2842	0,29	27,95	0,27																																				
30	48,5056	0,2875	0,29	33,99	0,33																																				
50	52,5166	0,2886	0,29	36,75	0,36																																				
100	57,9269	0,2899	0,29	40,48	0,40																																				
200	63,3178	0,2909	0,29	44,19	0,43																																				



Fig. 17 – area 1 impermeabilizzata - portata di max. deflusso


DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA				TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)	
Superficie del Bacino	S =	0,06	Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$	
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	0,40	Km		
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	49,30	m (s.l.m.)	Kirpich, Watt- Chow, Pezzoli $\Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} =$	0,39
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	47,50	m (s.l.m.)		
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,00	(m/m)		
Altitudine max bacino	H_{max} =	49,30	m (s.l.m.)		
Altitudine sezione considerata	H₀ =	47,50	m (s.l.m.)		
Altitudine media bacino	H_m =	48,40	m (s.l.m.)		
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	0,90	m		
<p>CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO (FORMULA del METODO RAZIONALE)</p>					
$Q_{max} = \frac{ch_{(t, T)}S}{3.6t_c}$		<p>con :</p> <ul style="list-style-type: none"> c = coefficiente di deflusso h_(t,T) = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm) S = superficie del bacino (km²) t_c = tempo di corrivazione (ore) 3,6 = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec 			
RISULTATI					
Deflusso c =		1,00	S (km²) =		0,06
			t_c (ore) =		0,39
Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)
10	39,7202	0,2842	0,39	30,37	1,30
30	48,5056	0,2875	0,39	36,98	1,58
50	52,5166	0,2886	0,39	39,99	1,71
100	57,9269	0,2899	0,39	44,06	1,89
200	63,3178	0,2909	0,39	48,11	2,06



Fig. 18 – area 2 impermeabilizzata - portata di max. deflusso

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA			TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)																																					
Superficie del Bacino	S =	0,03 Km ²	Giandotti	$\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m \cdot H_0}} =$																																				
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	0,30 Km																																						
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	48,00 m (s.l.m.)	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Kirpich, Watt-} \\ \text{Chow, Pezzoli} \end{array} \right. \Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} =$	0,29																																				
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	46,51 m (s.l.m.)																																						
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,01 (m/m)																																						
Altitudine max bacino	H_{max} =	48,00 m (s.l.m.)																																						
Altitudine sezione considerata	H₀ =	46,51 m (s.l.m.)																																						
Altitudine media bacino	H_m =	47,26 m (s.l.m.)																																						
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	0,74 m																																						
<p>CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO (FORMULA del METODO RAZIONALE)</p>																																								
$Q_{max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$																																								
<p>con :</p> <ul style="list-style-type: none"> c = coefficiente di deflusso h_(t,T) = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm) S = superficie del bacino (km²) t_c = tempo di corrivazione (ore) 3,6 = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec 																																								
RISULTATI																																								
<table border="1"> <tr> <td>Deflusso c =</td> <td>1,00</td> <td>S (km²) =</td> <td>0,03</td> <td>t_c (ore) =</td> <td>0,29</td> </tr> </table>					Deflusso c =	1,00	S (km ²) =	0,03	t_c (ore) =	0,29																														
Deflusso c =	1,00	S (km ²) =	0,03	t_c (ore) =	0,29																																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tr (anni)</th> <th>a</th> <th>n</th> <th>t_c (ore)</th> <th>h_(t,T) (mm)</th> <th>Q_{max} (m³/sec)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>39,7202</td> <td>0,2842</td> <td>0,29</td> <td>27,95</td> <td>0,68</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>48,5056</td> <td>0,2875</td> <td>0,29</td> <td>33,99</td> <td>0,83</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>52,5166</td> <td>0,2886</td> <td>0,29</td> <td>36,75</td> <td>0,90</td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>57,9269</td> <td>0,2899</td> <td>0,29</td> <td>40,48</td> <td>0,99</td> </tr> <tr> <td>200</td> <td>63,3178</td> <td>0,2909</td> <td>0,29</td> <td>44,19</td> <td>1,08</td> </tr> </tbody> </table>					Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)	10	39,7202	0,2842	0,29	27,95	0,68	30	48,5056	0,2875	0,29	33,99	0,83	50	52,5166	0,2886	0,29	36,75	0,90	100	57,9269	0,2899	0,29	40,48	0,99	200	63,3178	0,2909	0,29	44,19	1,08
Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)																																			
10	39,7202	0,2842	0,29	27,95	0,68																																			
30	48,5056	0,2875	0,29	33,99	0,83																																			
50	52,5166	0,2886	0,29	36,75	0,90																																			
100	57,9269	0,2899	0,29	40,48	0,99																																			
200	63,3178	0,2909	0,29	44,19	1,08																																			

Una ulteriore verifica dell'incremento del picco di portata può essere svolta valutando la portata stessa in funzione dell'altezza della pioggia massima prevista dalla applicazione del metodo di Gumbel sull'intera superficie impermeabile di circa 86.000 m²; assumendo piogge critiche di 52.71 mm (Tr 50) e di 63.74 mm (Tr 200) come da tab. 2 pag. 21 per tempi di corrivazione contenuti in 1 ora si ottiene un volume di acqua raccolta dalle superfici

 GEOCON STUDIO ASSOCIATO PER LA GEOLOGIA E LA SICUREZZA	Commessa 869/09 Terme di Carignano	Attuazione Complesso termale e Golf V.A.S. – Rapporto Ambientale Risorse Idriche - Nota integrativa sulla componente delle acque superficiali	Pag. 27 di 28
---	---------------------------------------	--	---------------

impermeabili pari a circa 4500 m³ (tr 50) e circa 5482 m³ (tr 200); ai suddetti volumi corrispondono portate di piena di 1.25 m³/sec (tr 50) e 1.52 m³/sec (tr 200). I dati sono sostanzialmente in linea con i valori dedotti in precedenza (fig. 14).


Pertanto, sulla base delle verifiche condotte per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica si possono fare le seguenti considerazioni conclusive:

- L'incremento delle portate di piena stimato per tempi di ritorno Tr 50 e Tr 200 in relazione alla impermeabilizzazione dei suoli per una superficie prevista in circa 86.000 m² dovrà essere adeguatamente laminato predisponendo in sede progettuale aree, spazi e/o volumi artificiali atti allo scopo;
- I valori degli incrementi di portata di picco, attualmente stimati in 1.55 - 1.77 mc/sec per le finalità previste dalla procedura di VAS, andranno adeguatamente calcolati sulla base di dati puntuali e specifici in funzione della esatta geometria degli interventi e con riferimento alla entità complessiva delle superfici impermeabilizzate derivante dagli elaborati progettuali esecutivi.

4 – Conclusioni

Dalle analisi e valutazioni svolte nei paragrafi precedenti in relazione alle caratteristiche idrografiche e pluviometriche dell'area in questione si può concludere quanto segue:

- L'intervento, pur interessando una consistente superficie territoriale, ha un'influenza modesta sul bilancio idrologico dell'intero bacino idrografico interessato. Infatti nell'ipotesi di voler recuperare per fini irrigui le acque ricadenti sulle aree impermeabilizzate saranno sottratti al volume delle piogge efficaci quantitativi stimabili nell'ordine dello 0.09%.
- La progettazione di dettaglio dell'intervento urbanistico dovrà recepire i principi dell'invarianza idraulica. Le maggiori portate di picco derivanti dall'impermeabilizzazione del suolo sono state stimate in prima approssimazione nell'ordine di 1.55 - 1.77 mc/sec, portate che possono essere laminate predisponendo soluzioni quali aree verdi ribassate, aree di accumulo di acque sui tetti, piazzali predisposti all'allagamento, vasche o bacini di accumulo.

 GEOCON STUDIO ASSOCIATO PER LA GEOLOGIA E LA SICUREZZA	Commessa 869/09 Terme di Carignano	Attuazione Complesso termale e Golf V.A.S. – Rapporto Ambientale Risorse Idriche - Nota integrativa sulla componente delle acque superficiali	Pag. 28 di 28
---	---------------------------------------	--	---------------

Si ribadisce ovviamente, come evidenziato in premessa al cap. 1, che le stime e le valutazioni effettuate hanno valore indicativo per le sole finalità previste dalle procedure di VAS ovvero finalità indirizzate a valutare la sostenibilità ambientale delle trasformazioni; approfondimenti, verifiche puntuali e dettagliate dovranno quindi essere eseguite per la progettazione e il dimensionamento delle opere e/o degli interventi sulla scorta di dati progettuali di scala adeguata (rilievi, dettaglio delle opere, ecc.) in fase di redazione dei progetti.

Fano 17 Novembre 2009