



REGIONE BASILICATA

REGIONE BASILICATA



COMUNE DI COLOBRARO

Provincia di Matera

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

**PROGRAMMA DI AZIONE E COESIONE COMPLEMENTARE AL PON "INFRASTRUTTURE E RETI" 2014-20 -
ASSE C "ACCESSIBILITA' TURISTICA"**

***INTERVENTI PER IL MIGLIORAMENTO DELL'ACCESSIBILITA' TURISTICA DEL SITO ATTRATTORE DI COLOBRARO
"PAESE DELLA MAGIA"***

ELABORATO N°:

7

DENOMINAZIONE:

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

IL COMMITENTE:

COMUNE DI COLOBRARO (MT)

IL PROGETTISTA

Ing. Michele LUPO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

I COLLABORATORI
*Ing. Claudio SCANDIFFIO
Geom. Marcello Eliseo MANGO*

**STUDIO TECNICO
ING. MICHELE LUPO**

Via Kennedy n° 3 - 75016 Pomarico (MT)

*E-mail: michel.lupo@libero.it
P.E.C. michele.lupo@ingpec.eu*



CODICE
PROGETTO

...

DATA
PROGETTO

LUGLIO 2020

N. STESURA
ELABORATO

COLLABORAZIONE

COLLABORAZIONE

INDICE

1	PREMESSA.....	1
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	1
3	ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI	2
3.1	ANALISI DEI VALORI ESTREMI SECONDO GUMBEL.....	4
3.2	APPROCCIO DEL VAPI.....	5
3.2.1	Modello probabilistico su base regionale TCEV	6
3.2.2	Terzo livello di regionalizzazione	9
3.2.3	Metodologia di Bell per la curva infra-oraria.....	12
3.3	PRECIPITAZIONI PER PIU GIORNI CONSECUTIVI	15
4	INTERVENTO C-D.....	18
4.1	CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	18
4.2	CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE	21
4.3	VALUTAZIONE DELLA PORTATA SMALTITA DAL DRENO.....	23
4.3.1	Approccio cinematico razionale.....	23
4.3.2	Approccio alla Deputit	24
4.4	VERIFICA IDRAULICA CONDOTTA	26
5	INTERVENTO H-I	28
5.1	AREA ACCOGLIENZA TURISTICA - INTERVENTO H	29
5.2	PARCHEGGIO AUTO - INTERVENTO I.....	30

1 PREMESSA

Viene redatta la presente relazione con il fine di valutare la fattibilità idraulica e il dimensionamento di un sistema di drenaggio delle acque meteoriche per l'area oggetto di intervento C-D. Inoltre viene determinata la portata d'acqua intercettata dalle superfici destinate agli interventi H-I, successivamente immessa nella cunetta stradale.

Scopo del presente lavoro è, quindi, fornire indicazioni tecniche e progettuali per la fattibilità idrologico-idraulica delle soluzioni proposte, definendone le più opportune caratteristiche atte a contenere i deflussi meteorici critici in modo da evitare situazioni di crisi idrauliche.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Le aree oggetto di studio idraulico interessano gli *Interventi per il Miglioramento dell'Accessibilità Turistica al Sito Attrattore di Colobrarò "Il Paese della Magia"*. In particolare, tra le aree di progetto quelle sulle quali sono state effettuate analisi idrauliche sono le aree relative agli Interventi C-D, H e I di cui si riportano, in sintesi, alcuni caratteri di inquadramento territoriale.

L'area Interventi C-D si trova nel tronco medio-basso della strada Colobrarò-Sinnica. Si estende tra le quote di 200 – 250 m s.l.m. ed è caratterizzata dalla presenza di una gabbionata nella sua parte bassa. È stata interessata da due smottamenti che hanno creato delle criticità che minacciano la sede stradale. In essa sono previste opere di drenaggio che allontanando le acque determineranno un significativo miglioramento della stabilità dell'intera zona.

L'intervento H è situato all'inizio della strada comunale Colobrarò-Sinnica. Si sviluppa tra le quote 665 – 667 m s.l.m. su terreni prevalentemente marnosi. Quest'area fungerà da accoglienza turistica e consta di breve pista in asfalto che conduce ad una zona sosta per autobus adibita a carico e scarico turisti, di una zona pavimentata in pietra e di zone verdi.

L'intervento I consiste in un'area parcheggio e comprende zone asfaltate per la percorribilità delle auto, stalli in blocchetti forati di calcestruzzo e spazi verdi arborati.

3 ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI

L'elaborazione dei dati pluviometrici porta alla ricerca della relazione esistente tra l'altezza h delle precipitazioni e le loro durate d , generalmente espressa dalla relazione:

$$h = ad^n$$

dove i parametri a e n sono determinati in relazione al tempo di ritorno di interesse progettuale ai fini idraulici.

Le curve che si deducono sono dette curve segnalatrici di possibilità pluviometrica.

Per la significatività delle elaborazioni idrologiche, è necessario che il periodo di osservazione dei dati pluviometrici sia sufficientemente esteso nel tempo, come suggerito dalla letteratura specifica. Le durate degli eventi di precipitazione (infra-orarie oppure orarie) vanno scelte in funzione del rapporto che sussiste tra il tempo di corrivazione caratteristico del bacino e l'estensione dello stesso.

I dati di riferimento relativi alla stazione di Valsinni fanno riferimento alla raccolta degli annali idrologici messi a disposizione del Centro Funzionale della Regione Basilicata. Con riferimento alla stazione suddetta, l'intervallo di tempo provvisto di dati copre un periodo che va dal 1935-1999. I dati di pioggia infra-orari a disposizione sono in numero ridotto (circa 15 dati per tipologia di durata ad eccezione della durata di 60 minuti che copre l'intero intervallo indagato) e non consentono pertanto, estrapolazioni significative quando il tempo di ritorno tende a superare i 50 anni.

L'approccio utilizzato è stato quello di determinare, tramite un'analisi dei valori estremi di Gumbel, la curva di possibilità pluviometrica sia per le durate orarie che infra-orarie. In relazione a queste ultime, dato il numero esiguo di dati a disposizione e con il fine di avere un termine di confronto, si è proceduto in seconda fase alla determinazione dei parametri che caratterizzano la curva segnalatrice degli scrosci con la metodologia VAPI. Si riportano in seguito i dati pluviometrici indagati.

Dati pluviometrici									
Stazione di VALSINNI									
Quota s.l.m.m. 250									
Numero di osservazioni 38									
ANNO	durate di pioggia t superiore all'ora					durate di pioggia t inferiore all'ora			
	t=1 ora h (mm)	t=3 ore h (mm)	t=6 ore h (mm)	t=12 ore h (mm)	t=24 ore h (mm)	t=10 min h (mm)	t=15 min h (mm)	t=30 min h (mm)	t=60 min h (mm)
1935	27.2	32.6	41	66	103.4				27.2
1937	27.2	37.4	34.4	38.8	45.4				27.2
1941	14.8	30	34.6	49	64.2			13.4	14.8
1942	29.6	34	50	82	89.8			26.6	29.6
1949	27	35	35.6	38	61.8			20	27
1954	36	40.4	49	63	79.4	9.6	33		36
1955	16	26.2	26.6	43.4	51				16
1957	21	29	52	83	108		18.4		21
1958	27.8	44.4	45.6	45.6	45.6	8.8	10.8	37	27.8
1959	30	42	80	117	150.4	11.2	15.8	17.2	30
1961	15.8	31.4	59.6	106	152.4		10.9		15.8
1963	15.6	35.6	54.6	70.8	93.8		9		15.6
1964	21	48.4	65	100	123.6	12			21
1965	16	28.6	38.4	70.8	97.4	10.8			16
1966	44	62	66.4	68	88	10.8			44
1967	23.6	41.6	56.2	61.6	76.8	13.4	18		23.6
1968	28	34	67	84.6	96.6		20	26.6	28
1969	22	33	46.2	65.3	74.8	16		19	22
1970	20	40	68.6	107.6	153.6	14.5	14.5	15.6	20
1971	11.8	24.4	31	42	52.9				11.8
1972	43.6	48.8	53.6	76.6	109.6	11.6		22	43.6
1974	13.8	28.4	42	54.2	57.2	9.4	10.4	11	13.8
1977	14.4	31.4	37.8	40.4	40.4			7.2	14.4
1982	30.2	35.2	40.8	40.8	40.8	6.4	9.4	16.6	30.2
1983	43.6	83	97	97	97	20.6	22.2	27	43.6
1984	14.2	31.2	49	91.8	146	7	7.6	10.6	14.2
1985	18	31.4	47	67.8	111.6	5.2	7.8	12	18
1986	13	31	48	89.2	132.8		5.2	8.4	13
1988	17.8	19	21.6	36.2	42.6				17.8
1991	36.4	43	43	52.2	86.8				36.4
1992	23	32	43.4	43.4	43.4				23
1993	20	27	27	27	27				20
1994	33.4	34.6	42.4	75.2	130.4				33.4
1995	17	19.4	30	41.4	64				17
1996	16.6	24.8	41.2	60	96.8				16.6
1997	31.8	40.8	67.4	122	151.2				31.8
1998	20	42	62.2	83.8	102.4				20
1999	45.8	56.4	60.2	60.2	86.8				45.8

Tabella 1: Dati di pioggia relativi alla stazione di Valsinni

3.1 ANALISI DEI VALORI ESTREMI SECONDO GUMBEL

Per l'elaborazione dei dati raccolti, si è utilizzato il metodo di Gumbel che alle precipitazioni massime di data durata, intese come eventi estremi che costituiscono una serie di elementi fra loro indipendenti, applica la seguente descrizione statistica:

$$h_d(T_R) = \varepsilon - \frac{1}{\alpha} \ln \left(\ln \left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right)$$

$$\begin{cases} u_t = \bar{m} - 0.45S_h \\ \alpha = \frac{1.283}{S_h} \end{cases}$$

essendo $h_d(T_R)$ l'altezza di precipitazione prevista per l'assegnata durata dell'evento e il relativo periodo di ritorno, \bar{m} e S_h la media e lo scarto quadratico medio della variabile stocastica indipendente. Si riportano in Tabella 1 i valori dei parametri ottenuti dall'analisi.

METODO DI GUMBEL										
parametri di Gumbel										
N dati	38	t superiore all'ora					t inferiore all'ora			
		t=1 ora	t=3 ore	t=6 ore	t=12 ore	t=24 ore	t=10 min	t=15 min	t=30 min	t=60 min
$m(h_t)$		24.39	36.56	48.35	67.41	88.83	11.15	14.20	18.14	24.39
$s(h_t)$		9.60	11.91	15.56	24.57	36.24	3.93	7.26	8.12	9.60
$a_t = 1,283/s(h_t)$		0.13	0.11	0.08	0.05	0.04	0.33	0.18	0.16	0.13
$u_t = m(ht) - 0,45s(ht)$		20.07	31.20	41.35	56.36	72.52	9.38	10.93	14.48	20.07

Tabella 2: Valori caratteristici della distribuzione di Gumbel

I parametri a ed n vengono dedotti dalla regressione lineare della relazione proposta in campo logaritmico:

$$\ln(h) = \ln(a) + n \ln(d)$$

e corrispondono rispettivamente all'intercetta e al coefficiente angolare della retta di regressione. A seguire, si riportano rispettivamente la tabella delle altezze di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno T_r e la tabella con i parametri della curva di possibilità pluviometrica.

Altezze di pioggia massima (mm)										
Tempo di ritorno Tr		t superiore all'ora (ore)					t inferiore all'ora (ore)			
		1	3	6	12	24	0.17	0.25	0.50	1.00
10	<i>h max</i>	36.92	52.09	68.64	99.45	136.10	16.28	23.67	28.72	36.92
25	<i>h max</i>	44.01	60.90	80.14	117.60	162.88	19.19	29.04	34.72	44.01
30	<i>h max</i>	45.40	45.40	82.39	121.16	168.13	19.76	30.09	35.90	45.40
50	<i>h max</i>	49.28	67.43	88.67	131.07	182.75	21.34	33.02	39.18	49.28
100	<i>h max</i>	54.51	73.91	97.13	144.44	202.48	23.48	36.97	43.59	54.51
200	<i>h max</i>	59.71	80.37	105.57	157.76	222.13	25.61	40.91	48.00	59.71

Tabella 3: Altezza massima in mm in funzione del tempo di ritorno Tr

Parametri curva orari			Parametri curva	
Tr	n	a	n	a
10	0.42	34.7797	0.42	38.1192
25	0.42	40.9822	0.42	45.8324
30	0.45	37.4314	0.43	47.3434
50	0.42	45.5820	0.43	51.5542
100	0.42	50.1469	0.43	57.2338
200	0.42	54.6944	0.43	62.8927

Tabella 4: Parametri Curva pluviometrica

3.2 APPROCCIO DEL VAPI

La valutazione delle curve di possibilità pluviometrica (piogge intense) secondo questo approccio, è stata condotta seguendo due passaggi fondamentali:

1. Applicazione della metodologia V.A.P.I. sviluppata dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche nell'ambito del Progetto V.A.P.I. per le piogge orarie (Valutazione delle Piene in Italia);
2. Metodologia di Bell per il calcolo della curva infra-oraria.

Nell'ambito del primo metodo si è utilizzata l'informazione pluviografica raccolta dal servizio Idrografico Italiano elaborando tecniche di analisi statistica a scala regionale ed applicando la legge di distribuzione a doppia componente su tre livelli successivi di regionalizzazione.

Per quel che riguarda il secondo metodo si è fatto riferimento a studi condotti in diverse parti del mondo dai quali è stato possibile desumere il particolare comportamento delle piogge di durata inferiore ad un'ora.

3.2.1 Modello probabilistico su base regionale TCEV

Nel primo livello di regionalizzazione, nell'ipotesi che la Basilicata fosse una zona pluviometrica omogenea si è testata l'applicabilità della legge di distribuzione T.C.E.V. (Two Component Extreme Value distribution) o legge di distribuzione a doppia componente.

Il modello probabilistico su base regionale T.C.E.V. ipotizza la serie dei massimi annuali come provenienti da due diverse popolazioni di dati legati a due differenti fenomenologie meteorologiche: i valori estremamente più elevati degli altri ma rari e una componente base o ordinaria che assume valori non elevati ma frequenti. In pratica, per utilizzare al meglio le caratteristiche di omogeneità spaziale dei parametri della legge T.C.E.V. di ordine superiore al primo si è rappresentata la legge $F(X_t)$ della distribuzione di probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata X_t come prodotto tra il suo valor medio $\mu(X_t)$, ed una quantità $K_{t,T}$, detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno T_r e della durata t , definito dal rapporto:

$$K_{t,T} = \frac{X_{t,T}}{\mu(X_t)}$$

La variabilità del fattore di crescita con la durata t , legata alla variabilità dei parametri della T.C.E.V. di ordine superiore al primo, è praticamente trascurabile, come segnalato in NERC (1975).

Al II livello sono invece presenti due sottozone omogenee (nord e sud-ovest) nelle quali è costante anche il valore del parametro Λ_1 .

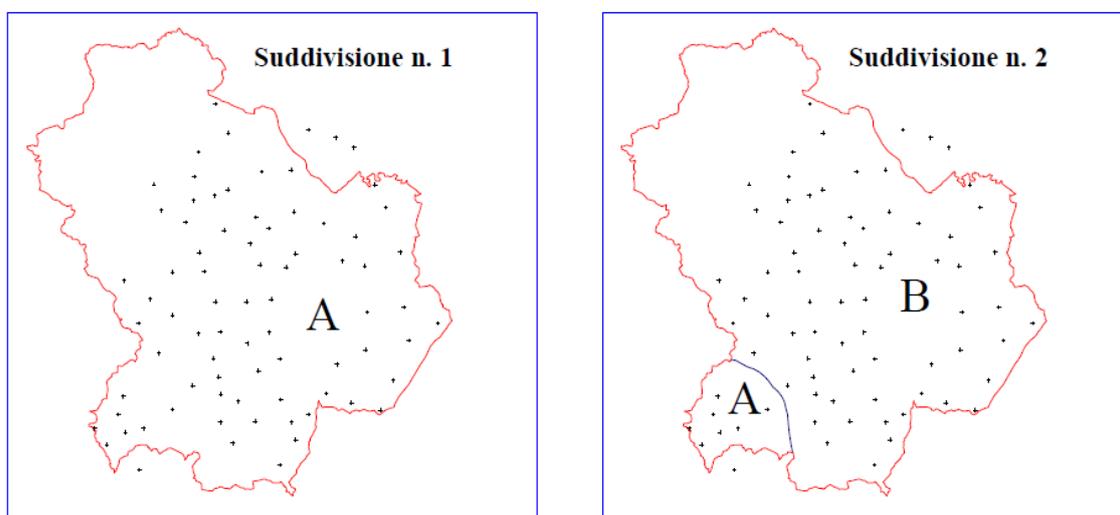


Figura 1: Suddivisione primo e secondo livello di regionalizzazione

In base ai valori regionali dei suddetti parametri, è possibile ricostruire le curve di crescita per le tre sottozone, tenendo presente che l'espressione teorica del fattore di crescita secondo la distribuzione TCEV assume la forma:

$$F_{K_T}(k) = \exp \left[-\Lambda_1 \exp \left(-\frac{k}{\Theta_1} \right) - \Lambda_2 \exp \left(-\frac{k}{\Theta_2} \right) \right]$$

in cui $\Theta_2 = \Theta_* \Theta_1$, $\Lambda_1 = \Lambda_* \Lambda_1^{1/\Theta_*}$, mentre il valore di Θ_1 si ricava dalla relazione:

$$\mu = E[K_T] = \Theta_1 \left[\ln \Lambda_1 + 0,57722 - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \Lambda_*^j}{j!} \Gamma \left(\frac{j}{\Theta_*} \right) \right]$$

imponendo $E[K_T] = 1$.

La relazione $F = 1 - 1/T_R$ tra probabilità cumulata e periodo di ritorno consente poi di determinare la funzione $K_T = K_T(T_R)$.

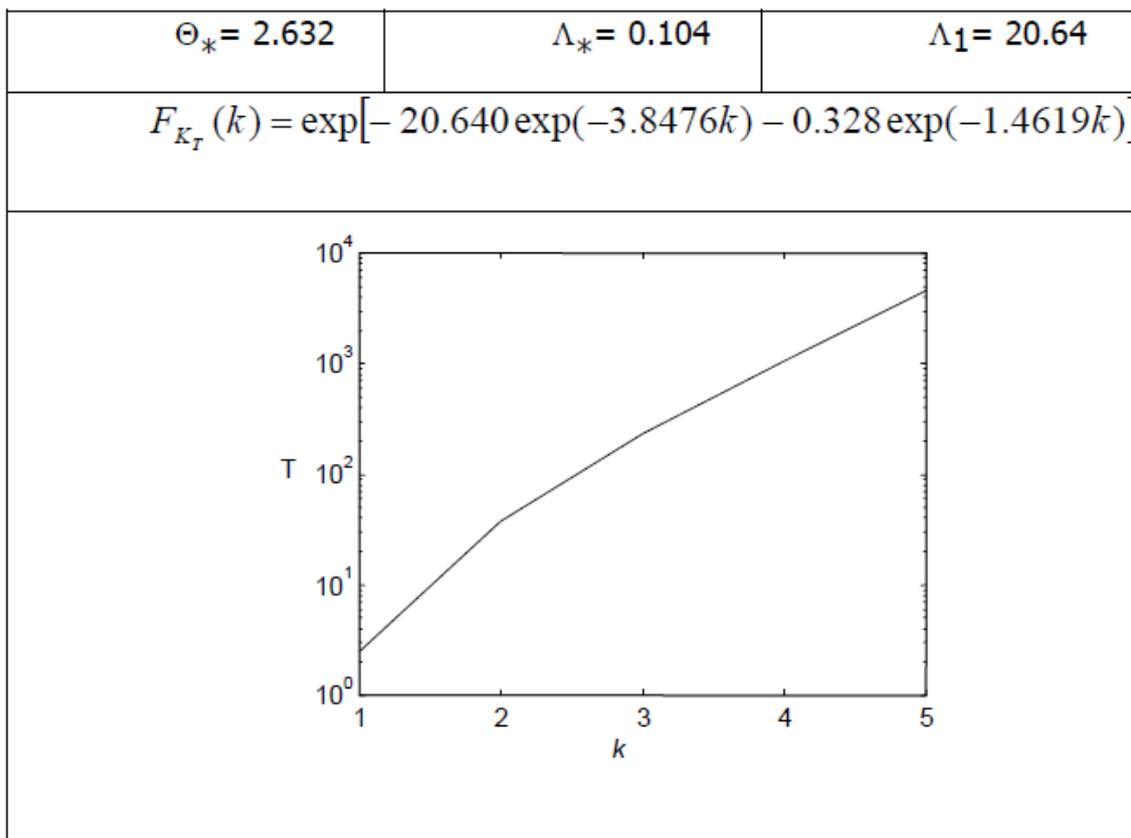


Figura 2: Fattore di crescita con il periodo di ritorno T_r : zona omogenea A (Nord)

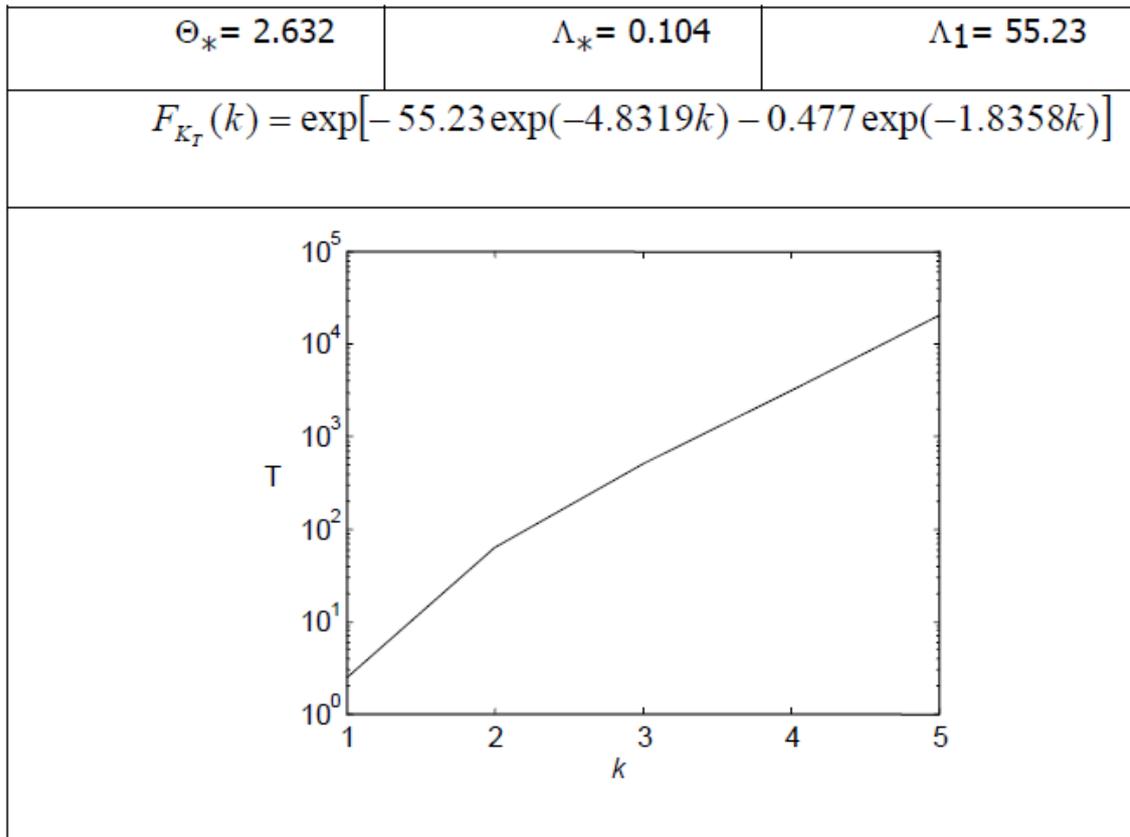


Figura 3: Fattore di crescita con il periodo di ritorno T_r : zona omogenea B (Sud Ovest)

In alternativa all'uso delle rappresentazioni grafiche delle curve di crescita, il valore di K_T può essere ricavato direttamente in funzione di T attraverso una approssimazione asintotica (Rossi e Villani, 1995, p.134) della legge di crescita. La relazione è:

$$K_T = a + b \ln T_R$$

dove

$$a = \frac{(\Theta_* \ln \Lambda_* + \ln \Lambda_1)}{\eta}$$

$$b = \frac{\Theta_*}{\eta}$$

con

$$\eta = \ln \Lambda_1 + C - T_o$$

$$T_o = \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \Lambda_*^j}{j!} \Gamma\left(\frac{j}{\Theta_*}\right)$$

Si riportano di seguito i valori dei parametri a e b , unitamente a quelli di η e T_0 in base ai quali sono stati calcolati, che consentono di determinare le leggi di crescita relative alle sottozone omogenee. È utile evidenziare che l'uso dell'approssimazione asintotica comporta una leggera sottostima del fattore di crescita, con errori che però sono superiori al 5% solo per $T < 40$ anni.

Zona omogenea	a	b	T_0	η
A (Nord)	-0.8804	0.7348	-0.2633	3.8678
B (Sud Ovest)	-0.499	0.5857	-0.2633	4.8520

Tabella 5: Coefficienti relazione asintotica

3.2.2 Terzo livello di regionalizzazione

Obiettivo del terzo livello di regionalizzazione dei massimi annuali delle piogge brevi è la definizione di relazioni utili alla stima di un parametro di posizione della distribuzione di probabilità (generalmente la media) in un generico sito o come valore caratteristico di un'area. In assenza delle indicazioni su eventuali aree omogenee al III livello, l'analisi delle medie delle piogge brevi è stata effettuata identificando le isoiete di x_t , per le diverse durate, utilizzando un metodo geostatistico, il kriging.

Il kriging è un metodo di interpolazione lineare, basato su un approccio statistico, che consente di ottimizzare in un assegnato punto P_0 la stima del valore di una variabile regionalizzata z misurata in un certo numero di punti P_i . Modificando con continuità la posizione del punto P_0 è possibile determinare l'intero campo della variabile in esame.

Utilizzando la tecnica geostatistica menzionata poc'anzi, in base ai dati relativi alle 55 stazioni pluviografiche disponibili sul territorio, è stato possibile valutare la variabile x_t in corrispondenza dei nodi di una griglia regolare. Tramite questi valori, sono state tracciate successivamente le isolinee di x_t per le durate 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per la determinazione del valore massimo di precipitazione di durata t per un fissato periodo di ritorno Tr relativo all'intera area S del bacino sono necessari i seguenti elementi:

1. il fattore di crescita K_T delle precipitazioni con il periodo di ritorno riferito all'area esame;
2. la legge di probabilità pluviometrica x_t mediata sull'area;

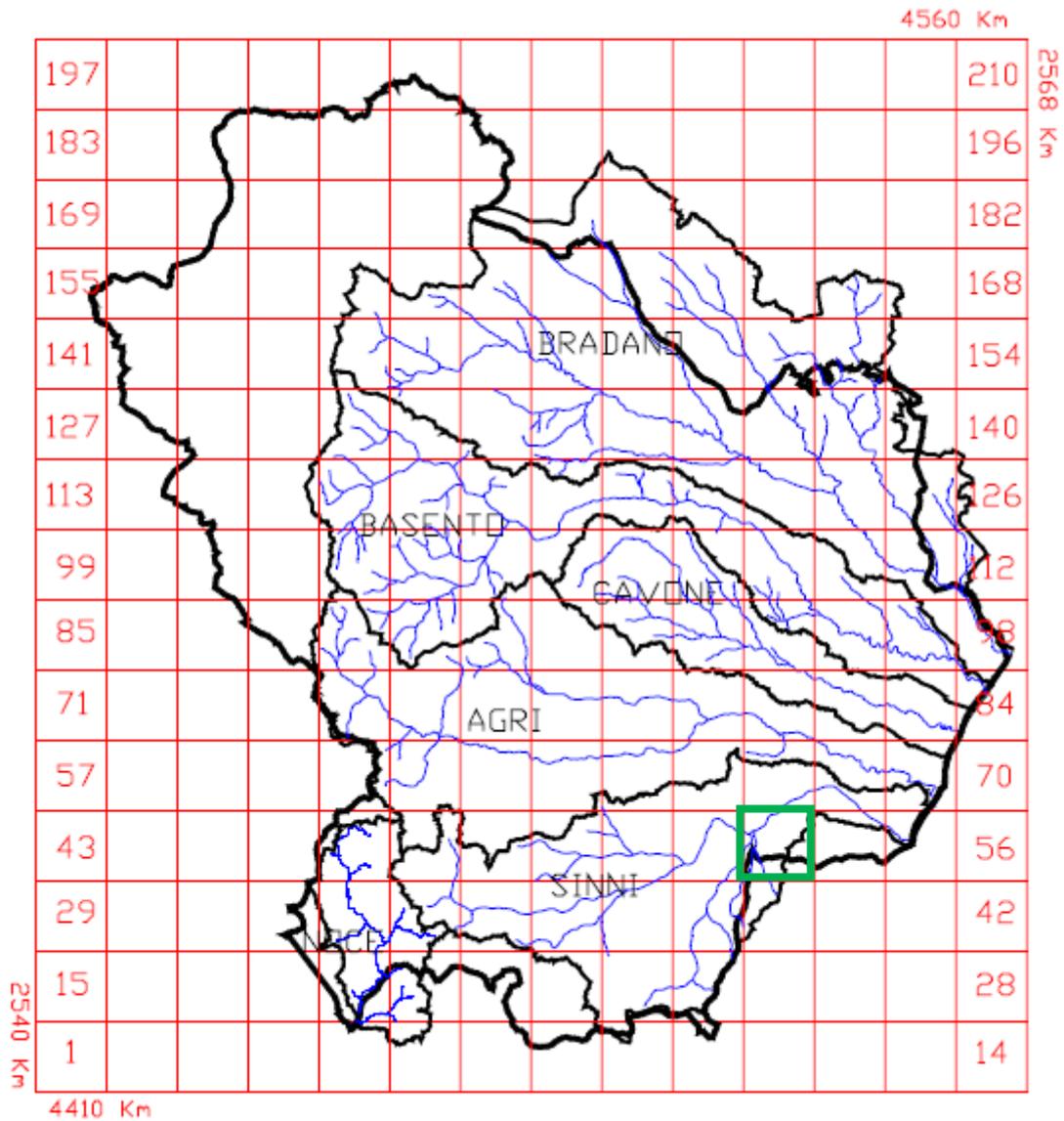


Figura 4: Suddivisione in celle della Regione di lato 10 km e zona di interesse (cella 53)

Per effettuare la media spaziale in campo lineare è possibile passare ai logaritmi, considerando che:

$$E[\log(x_t)] = E[\log(a)] + \log(t) E[n]$$

La media è stata estesa a tutti i bacini monitorati in passato dal SIMN in Basilicata, incluse le aree comprese tra sezioni successive lungo il corso d'acqua, e per celle di 10 Km di lato che ricoprono l'intero territorio lucano.

Per i bacini sottesi dalle sezioni monitorate dal SIMN e le aree comprese tra successivi sottobacini vengono forniti, nel rapporto VAPI, i valori dei parametri **a** ed **n** relativi alle curve di probabilità pluviometriche medie areali. Sono invece riportati, sempre all'interno del rapporto VAPI, i valori medi di $\log(\mathbf{a})$ e di **n** relativi alle celle rappresentate della griglia di suddivisione del territorio regionale (Figura 4) ed identificate da una numerazione che procede da Ovest verso Est e da Sud verso Nord.

Usando i valori medi di $\log(\mathbf{a})$ e di **n** relativi alle celle, si può ottenere l'espressione della legge di pioggia riferita ad un'area attraverso la media pesata dei suddetti valori tra le celle che ricoprono l'area stessa. I valori dei coefficienti **a** ed **n** riportati sono relativi a medie spaziali degli stessi parametri calcolati in base alle registrazioni di pioggia puntuali nei siti di misura. Questa operazione di media non tiene però conto delle modificazioni che intervengono nel fenomeno di precipitazione in rapporto alla sua scala spaziale. Di fatto, andrebbe considerato che con l'aumentare dell'area del bacino aumenta la probabilità di non contemporaneità dell'evento di pioggia sulla sua superficie. Si ritiene, per essere l'area di interesse completamente all'interno di un'unica cella e di estensione molto esigua se essa è rapportata alla scala idrologica dei parametri in gioco, che l'effetto di riduzione areale sui parametri di interesse ha poca valenza. Pertanto avremo che:

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

L'area di interesse, sita nel comune di Colobrarò ricade all'interno della cella 53 relativa alla stazione di Valsinni. I valori che il VAPI fornisce per tale area sono:

cella	53
a [mm/ora]	25.6
n	0.377

Mentre con riferimento ai fattori di crescita abbiamo:

T(anni)	2	5	10	25	50	100	200
K_T (SZOA)	0.92	1.25	1.49	1.74	2.14	2.49	2.91
K_T (SZOB)	0.97	1.1	1.2	1.3	1.46	1.61	1.78

Tabella 6: Valori del fattore di crescita in funzione del tempo di ritorno Tr per le varie aree

In Figura 5 viene riportata la curva segnalatrice relativa alle piogge di durata oraria fornita per la cella numero 53.

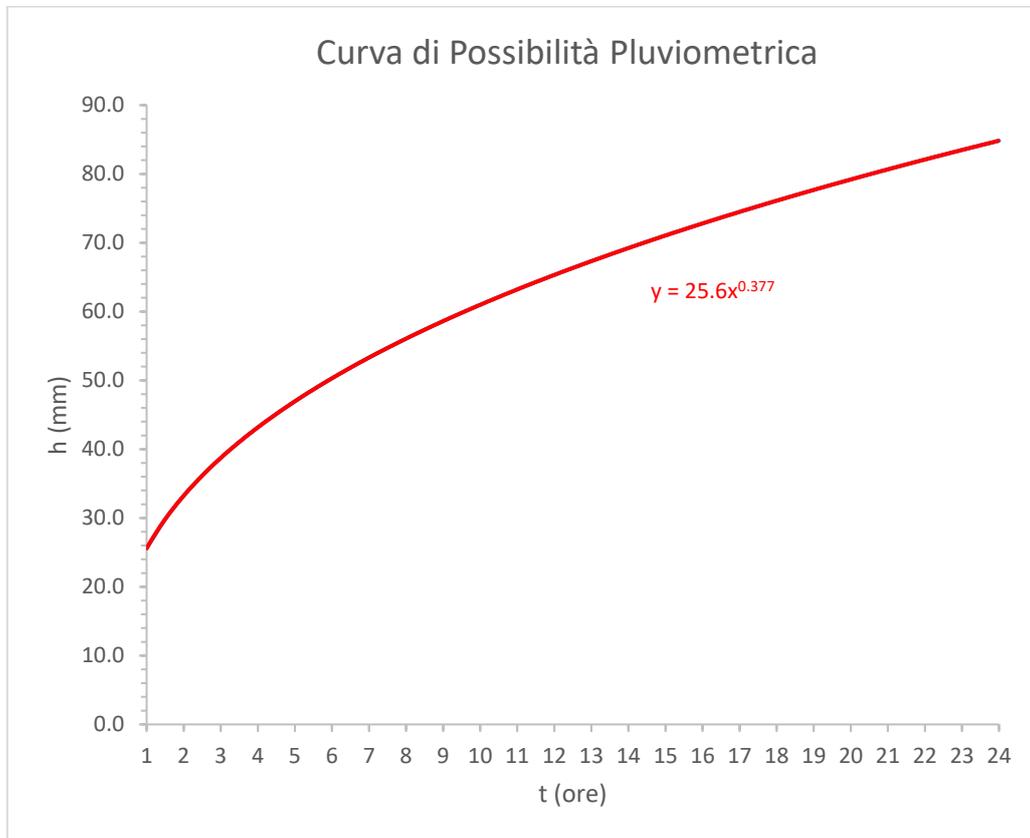


Figura 5: Curva di possibilità pluviometrica fornita nel rapporto del V.A.P.I. per la cella 53

3.2.3 Metodologia di Bell per la curva infra-oraria

Nel caso di eventi piovosi di durate inferiori all'ora è necessario utilizzare la "Metodologia di Bell" per ricavare i coefficienti della curva di Probabilità Pluviometrica. Studi condotti sul territorio degli Stati Uniti ed in Australia e studi paralleli in Unione Sovietica, hanno evidenziato come il rapporto r_8 tra le altezze di durata t molto breve e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località.

Con riferimento alla curva involucro delle massime piogge osservate nel mondo di equazione:

$$h = 390 t^{0,5}$$

con t in ore, alcuni studiosi [Jennings, 1950; Hershfield e Engman, 1981] propongono di adottare i seguenti rapporti:

[Jennings, 1950; Hershfield e Engman, 1981]							
durata (min)	5	10	15	20	30	45	60
$r_{\delta}=h/h_1$	0.29	0.41	0.5	0.58	0.71	0.87	1

Tabella 7: Valori del rapporto rispetto alla pioggia di durata oraria

Utilizzando questi rapporti, nota la pioggia oraria per assegnato tempo di ritorno, si sono determinate le altezze di pioggia per le durate di 5, 10, 15, 20, 30 e 45 minuti.

Altezze massime di pioggia per durate infra-orarie							
Tempo di ritorno T_r	durata (min)						
	5	10	15	20	30	45	60
2	6.8	9.7	11.8	13.7	16.7	20.5	23.6
5	9.3	13.1	16.0	18.6	22.7	27.8	32.0
10	11.1	15.6	19.1	22.1	27.1	33.2	38.1
25	12.9	18.3	22.3	25.8	31.6	38.8	44.5
50	15.9	22.5	27.4	31.8	38.9	47.7	54.8
100	18.5	26.1	31.9	37.0	45.3	55.5	63.7
200	21.6	30.5	37.2	43.2	52.9	64.8	74.5

Tabella 8: Altezze massime di pioggia in mm

Riportati questi campioni di dati, su di un piano logaritmico, ed interpolati, si sono determinati i parametri **a** ed **n** della curva di possibilità pluviometrica di durata inferiore ad un'ora.

Parametri curva infra-oraria		
TR	n	a
2	0.499	23.6046
5	0.499	32.0715
10	0.499	38.2292
25	0.499	44.6435
50	0.499	54.9063
100	0.499	63.8863
200	0.499	74.6624

Tabella 9: Valori dei parametri per la curva infra-oraria secondo la metodologia di Bell

Si riportano in seguito i risultati delle analisi condotte con Gumbel e la metodologia VAPI-Bell per evidenziare quanto entrambe siano abbastanza in linea, fornendo valori dell'altezza di pioggia in funzione del tempo e per un prefissato tempo di ritorno, del tutto paragonabili.

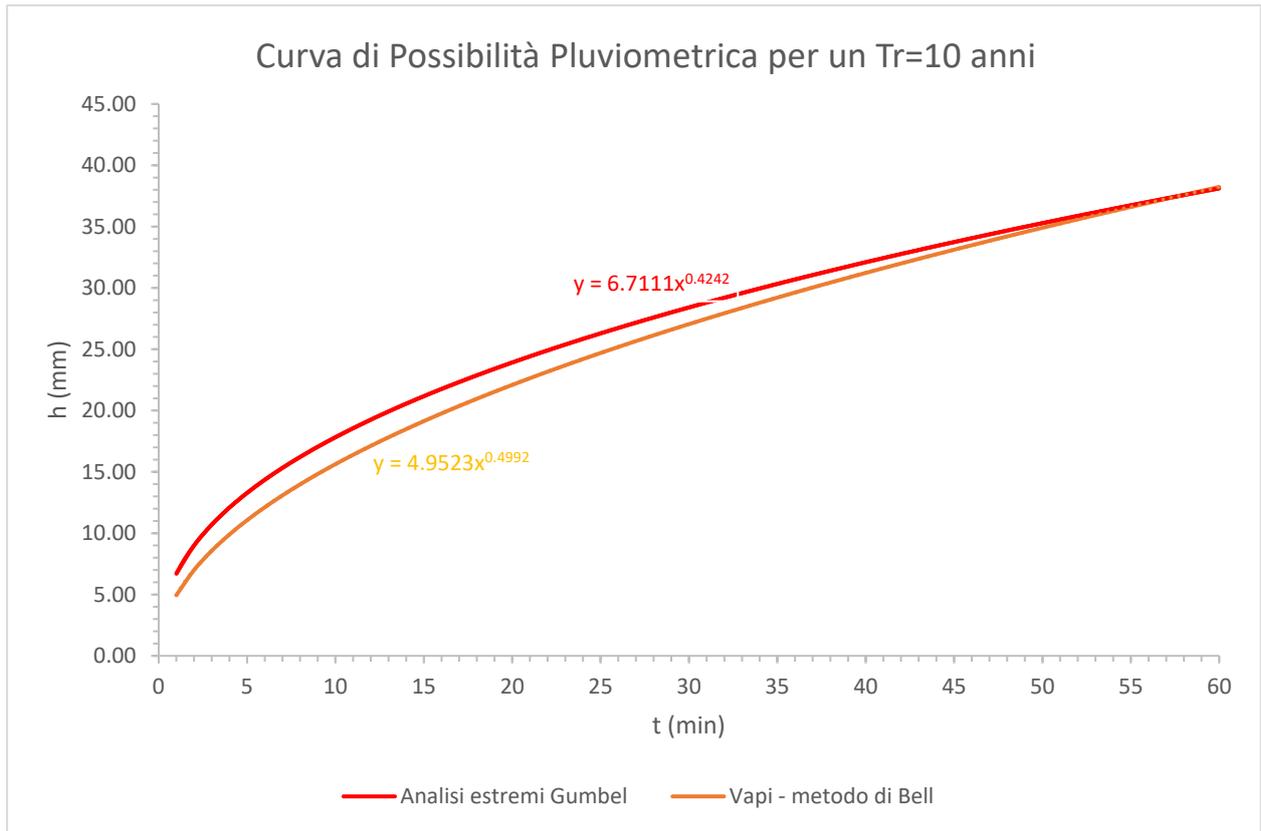


Figura 6: Curva pluviometrica per un periodo di ritorno $Tr=10$ anni

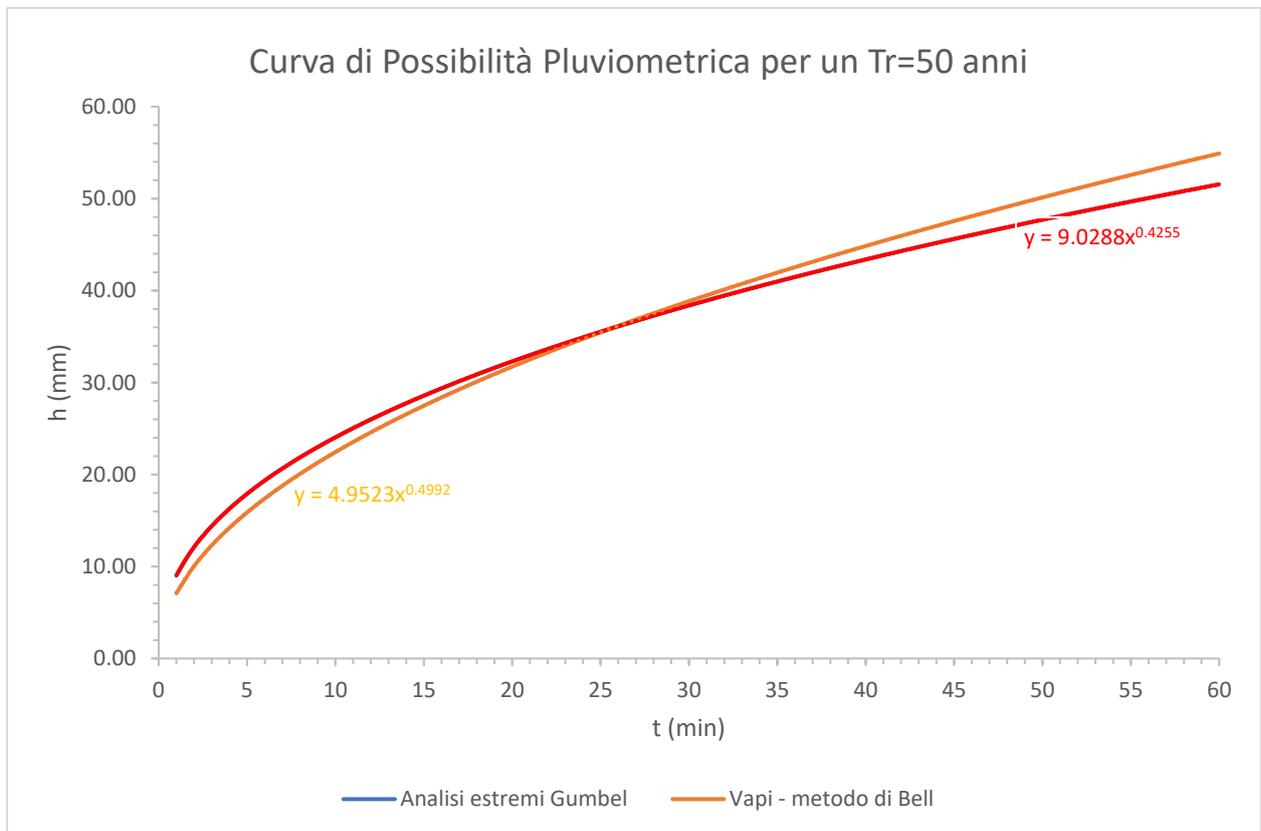


Figura 7: Curva pluviometrica per un periodo di ritorno $Tr=50$ anni

3.3 PRECIPITAZIONI PER PIU GIORNI CONSECUTIVI

Di pratico interesse, specie se ci si presta al dimensionamento di interventi di drenaggio, è la caratterizzazione delle piogge di durata molto lunga, la quale può interessare anche più giorni consecutivi. La scelta del tempo caratteristico di progetto tuttavia, come si vedrà in seguito, dipende dal tempo di corrivazione del sistema idraulico.

La **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** mostra i dati relativi al periodo che va dal 1935 al 1997 con la relativa media. Un'antica e consolidata impostazione (Fuller – 1913) permette di determinare in modo esplicito il valore di una grandezza X in funzione del tempo di ritorno T_R con una relazione del tipo:

$$X(T_R) = \bar{X}(\alpha + \beta \log T_R)$$

Avendo designato con \bar{X} il valore medio della serie di grandezze X massime (precipitazioni nel caso in esame) del periodo di tempo considerato. I coefficienti α e β sono determinati elaborando la serie dei valori X maggiori di \bar{X} . La classica relazione di Fuller assume i parametri suddetti rispettivamente pari a 1 e 0.8. Nel caso in esame si è proceduto a determinare i coefficienti per la zona in esame. Il calcolo è stato svolto per il set di dati relativo alla durata di 2 giorni consecutivi, in quanto come si vedrà in seguito, i tempi caratteristici del sistema sono tali da escludere piogge di durata superiore (caratteristici di altri interventi idraulici come le opere di bonifica agricola).

I coefficienti si determinano nello specifico, effettuando una regressione lineare tra il parametro della media mobile e il logaritmo in base dieci del tempo di ritorno T_R .

Stazione di VALSINNI Quota s.l.m.m. 250 Numero di osservazioni 32					
Precipitazioni per giorni consecutivi					
Anno	1 giorno	2 giorni	3 giorni	4 giorni	5 giorni
1935	100.4	113.6	121.2	122.8	
1937	41.6	58.2	68	70.4	72.8
1941	61.2	64	100	100.4	104.8
1942	81	91.6	93.8	107	113.8
1947	92.5	105.1	105.1	105.1	105.1
1949	48.2	73.8	93.2	95.4	102
1950	197	212.2	216.4	216.4	216.4
1951	60.2	61.8	61.8	80.4	88.8
1954	75.4	82.8	90.4	102.3	142.1
1955	36	56.5	61.6	65	100.6
1956	84.6	86.2	92.6	131.8	133.4
1957	102.8	120.6	132.4	162	179.8
1958	40.4	45.6	59.2	53.2	101.4
1959	114	162.6	190.6	195.8	200.8
1963	90.6	108.7	121.1	124.6	125.4
1964	96.6	136.8	138.6		
1965	72.8	144.2	208.6	214.8	215
1966	78	101.4	124	130.2	
1967	52.2	96.2	126.6	142.2	146.2
1968	190.4	200			
1969	74.6	89.6	89.6	142.6	164.2
1970	149.7	165.5	165.5	165.9	174.9
1971	51.9	78.8	79.2	80.3	83.9
1972	77	97	109.5	123.6	173.6
1974	57.8	60			
1977	42.4				
1982	39	49.8	61.6	62	73
1983	94.6	94.8	97	97.2	
1984	114.6	217.2	223.6	229.2	234.6
1985	88.8	149.4	151.4	151.8	153.8
1986	97.4	187	203.8	224.4	241.2
1987	60.6	87	87.6	89.6	89.7
1991	60.6	112.6	113	115.6	
1992	45.6	62	62	62	85.2
1995	52	71.2	75.4	75.4	77.2
1997	149.8	165.6	207.6	216.2	223.8
Media	82.6	108.8	119.2	126.7	140.1

Tabella 10: Dati di pioggia con durata di più giorni consecutivi

Si riporta in seguito, la tabella dei valori numerici del calcolo effettuato e il grafico con il valore dei coefficienti.

hmax	i	Tr	log(Tr)	h_{max}/h_o	media mobile
217.2	1	32.0	1.505	2.631	2.631
212.2	2	16.0	1.204	2.570	2.600
200	3	10.7	1.028	2.422	2.541
187	4	8.0	0.903	2.265	2.472
165.5	5	6.4	0.806	2.005	2.379
162.6	6	5.3	0.727	1.969	2.310
149.4	7	4.6	0.660	1.810	2.239
144.2	8	4.0	0.602	1.747	2.177
136.8	9	3.6	0.551	1.657	2.119
120.6	10	3.2	0.505	1.461	2.054
113.6	11	2.9	0.464	1.376	1.992
112.6	12	2.7	0.426	1.364	1.940

Tabella 11: Valori utilizzati per il calcolo dei coefficienti α e β

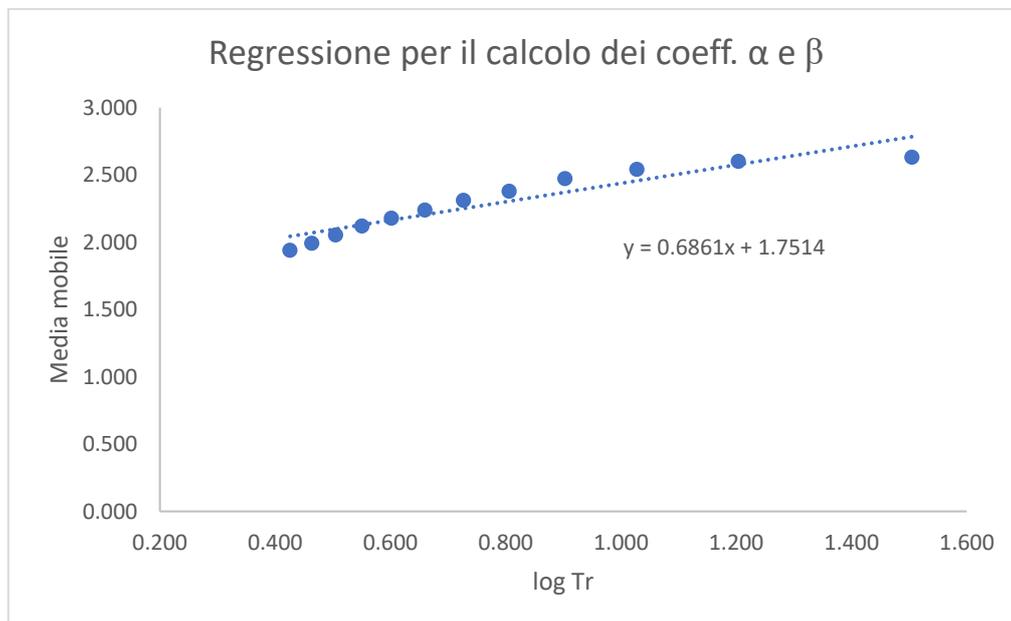


Figura 8: Intercetta e coeff. angolare retta di regressione

Pertanto con riferimento alla durata di pioggia di 2 giorni consecutivi e prendendo in esame il valore per un tempo di ritorno $Tr=50$ anni si ottiene un'altezza massima di:

Tr	50
$h(Tr)$	240.8

4 INTERVENTO C-D

4.1 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Il metodo proposto nel 1972 dal Soil Conservation Service (SCS), noto con il termine inglese di Curve Number, considera la seguente equazione di continuità ai fini del bilancio idrologico:

$$P_{net} = P - S'$$

in cui P_{net} è la precipitazione netta cumulata all'istante t , P è la precipitazione totale cumulata allo stesso tempo ed S' è il volume specifico di acqua complessivamente perduto. Il modello si basa sull'ipotesi che sussista la seguente relazione di proporzionalità:

$$\frac{S'}{S} = \frac{P_{net}}{P}$$

in cui S indica il massimo volume specifico che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione. Considerando S' pari ad F , volume infiltrato per unità di superficie fino allo stesso istante ed introducendo al posto di P il termine $(P - I_a)$ con I_a pari alle perdite iniziali per unità di superficie, la relazione di proporzionalità può essere così riformulata:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)F}{S}$$

Sostituendo ad F l'espressione ottenuta dall'equazione di continuità

$$F = P - I_a - P_{net}$$

si ottiene la relazione:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)}$$

È da sottolineare che il metodo, per quanto basato su considerazioni circa l'andamento temporale delle perdite, nella formulazione originaria è stato proposto per stimare il deflusso relativo all'intero fenomeno di piena. Risulta, quindi, del tutto equivalente ad un metodo di stima del coefficiente di afflusso.

Il volume specifico di saturazione S dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, globalmente rappresentati dal parametro CN, secondo la relazione:

$$S = S_o \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

dove $0 < CN \leq 100$, ed S_o è un fattore di scala, che dipende dall'unità di misura adottata e che per valori di S, F, P misurati in mm, è pari a 254 mm, ovvero 10 pollici.

Il metodo SCS-CN prevede due parametri: I_a e CN. In realtà, il termine I_a rappresenta un volume di pioggia sottratto a priori dal bilancio in esame, che descrive in modo globale processi differenti, quali l'intercettazione da parte della vegetazione della corrente idrica e l'accumulo nelle depressioni superficiali. Così definito, esso risulterebbe di difficile taratura, dovendo tenere conto anche di fattori climatici, geopedologici, ed antropici molto complessi. Per ovviare alle difficoltà di taratura, la procedura del SCS - CN suggerisce di esprimerne la stima semplicemente come una quota percentuale di S , ponendo $I_a = \alpha S$ con α generalmente variabile tra 0.1 e 0.2. Di conseguenza, il modello risulta mono-parametrico, in cui S , ovvero CN, è il solo parametro che descrive il fenomeno dell'assorbimento.

Come si può osservare per CN pari a 100 il deflusso superficiale coincide con la pioggia totale cumulata, per cui l'infiltrazione risulta nulla (superfici completamente impermeabili). Viceversa per CN pari a 0 si ha una retta orizzontale corrispondente a superfici completamente permeabili.

Il parametro CN è un fattore decrescente della permeabilità e risulta legato:

- alla tipologia litologica del suolo;
- all'uso del suolo;
- al grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato.

Nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono indicati i valori dei vari parametri adottati per il calcolo di C_i . Il valore calcolato del coefficiente di deflusso è pari a: $C_i = 0.74$.

Nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riportati i valori del parametro CN con riferimento ai quattro gruppi di suoli (A, B, C, D) con permeabilità decrescente dal suolo di tipo A al suolo di tipo D.

Calcolo del coefficiente di deflusso con il metodo Curve Number CN			
Curve Number	CNII	80	-
Volume Specifico di Saturazione	$S=254*[(100/CN)-1]$	64	mm
Assorbimento iniziale	$I_a=0.2*S$	13	mm
Precipitazione netta superficiale	P_{net}	178	mm
Coefficiente di deflusso	ϕ	0.74	-
Precipitazione infiltrata	P_{inf}	62	mm

Tabella 12: Valori caratteristici dei parametri dell'area di interesse

Valori del parametro CN (adimensionale)	← Tipo idrologico Suolo →			
	A	B	C	D
↓ Tipologia di Uso del Territorio				
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area imperm. 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area imperm. 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500÷1000 m ² (area imperm. 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000÷1500 m ² (area imperm. 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500÷2000 m ² (area imperm. 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000÷5000 m ² (area imperm. 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000÷10000 m ² (area imperm. 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade, ...	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

Tabella 13: Valori caratteristici del parametro CN in relazione del tipo di suolo.

Nel caso in questione, essendo interessati allo studio del sistema di drenaggi, viene presa in esame la parte di pioggia che si infila, ovvero: $h_{\max}(1-C_i)=62\text{mm}$.

4.2 CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Per quanto riguarda il tempo di corrivazione (t_c) si è fatta distinzione, al momento della separazione dei deflussi, tra la pioggia che partecipa al deflusso superficiale e quella che si infila. Questo per essere i tempi caratteristici dei due sistemi molto differenti.

- **Formula del Maryland per la parte inerente il deflusso superficiale:**

$$t_c = \left[26.3 \frac{(L/K_s)^{0.6}}{3600^{(1-n)0.4} a^{0.4} i^{0.3}} \right]^{1/(0.6+0.4n)}$$

L = lunghezza dell'asta principale (km);

i = pendenza media dell'asta principale;

a, n = coefficienti curva possibilità pluviometrica;

K_s = Coefficiente di Strickler.

- **Metodo cinematico basato sulle permeabilità del mezzo filtrante**

$$t_c = \frac{(H - h_o)}{K_t} + \frac{h_o}{K_d} + \frac{l_{dp}}{v}$$

H = altezza scavo (m);

h_o = altezza dreno (m);

K_t = permeabilità terreno;

K_d = permeabilità mezzo drenante;

l_{dp} = lunghezza tubo drenante principale;

v = velocità massima ammessa nel tubo drenante.

Con riferimento al deflusso superficiale si è ottenuto:

Tempo di ritorno	Tr	50	anni
Parametro curva pluviometrica 1	a	45.58	mm/ora
Parametro curva pluviometrica 2	n	0.42	-
pendenza asta drenante	id	0.257	-
Lunghezza dreno caratteristica	l_{dp}	150	m
Coefficiente di Strickler condotta	Ks	70	$m^{1/3}/s$
Tempo di corrivazione superficiale	tc_s	9	min

Tabella 14: Valore del tempo di corrivazione relativo al deflusso superficiale

Mentre con riferimento al deflusso ipodermico si ottiene:

Parametri intrinseci superficie scolante			
Permeabilità terreno di frana	K_t	0.00001	m/s
Permeabilità materiale drenante	K_d	0.1	m/s
Tempo di residenza terreno di frana	t_f	41.7	ore
Tempo di residenza materiale drenante	t_d	0.01	ore
Tempo di corrivazione sistema	t_c	41.7	ore
Altezza di pioggia critica	h	241	mm

Tabella 15: Valore del tempo di corrivazione per il sistema drenante

Come si può notare i tempi caratteristici dei due tipi di deflusso sono molto differenti. Il sistema drenante entra in crisi per piogge critiche con durata dell'ordine di due giorni consecutivi come si può notare dalla Tabella 15, ed è su tale valore che si riferiscono le considerazioni fatte nel seguito.

4.3 VALUTAZIONE DELLA PORTATA SMALTITA DAL DRENO

Il calcolo è stato effettuato seguendo due approcci:

- metodo cinematico razionale per la portata al colmo;
- metodo alla Deputit.

4.3.1 Approccio cinematico razionale

Il metodo in oggetto consente di schematizzare in maniera semplice il problema supponendo che la portata massima al colmo scaricabile dal tubo drenante alla sezione di chiusura, una volta noto il tempo di corrivazione ed il coefficiente di deflusso medio del sottobacino, possa essere valutata con la seguente relazione:

$$Q = \frac{C_i S h}{3600 t_c}$$

essendo:

Q = la portata al colmo per eventi di prefissata frequenza probabile (Tr = 50 anni) (l/s);

C_i = il coefficiente di deflusso determinato con il metodo SCS-CN;

S = la superficie dell'area scolante (m²);

h = l'altezza di precipitazione (mm);

t_c = il tempo di corrivazione (ore).

L'altezza di precipitazione assunta è funzione del tempo di ritorno Tr. Come detto precedentemente, la pioggia critica è dell'ordine dei giorni, pertanto si è preso a riferimento la pioggia con durata di 2 giorni consecutivi. Il tempo di ritorno assunto in genere per le opere di drenaggio è di 25 anni, ma si ritiene cautelativo, essendo l'intervento a servizio di una strada utilizzare un Tr=50 anni.

Nel seguito si mostra il valore della portata raccolta, sia nell'ipotesi (più verosimile) che parte della pioggia non partecipi al deflusso ipodermico, sia nel caso in cui tutta la pioggia si infiltri nel sottosuolo.

Parametri idrologici			
Tempo di ritorno	Tr	50	anni
Tempo di residenza terreno di frana	tf	41.7	ore
Tempo di residenza materiale drenante	td	0.01	ore
Tempo di corrivazione sistema	tc	41.7	ore
Altezza di pioggia critica	h	241	mm

Calcolo del coefficiente di deflusso con il metodo Curve Number CN			
Curve Number	CNII	80	-
Volume Specifico di Saturazione	$S=254*[(100/CN)-1]$	64	mm
Assorbimento iniziale	$Ia=0.2*S$	13	mm
Precipitazione netta superficiale	P_{net}	178	mm
Coefficiente di deflusso	ϕ	0.74	-
Precipitazione infiltrata	P_{inf}	62	mm

Metodo razionale - portata al colmo			
Massima portata stimata	Qmax	6.7	l/s

Tabella 16: Valore della portata raccolta nell'ipotesi separazione dei deflussi

Metodo razionale - portata al colmo			
Massima portata stimata	Qmax	25.8	l/s

Tabella 17: Valore della portata raccolta nell'ipotesi di assenza di separazione dei deflussi

4.3.2 Approccio alla Dupuit

L'approccio alla Dupuit consente di valutare sia la portata raccolta che l'ordine di grandezza dell'influenza della trincea drenante.

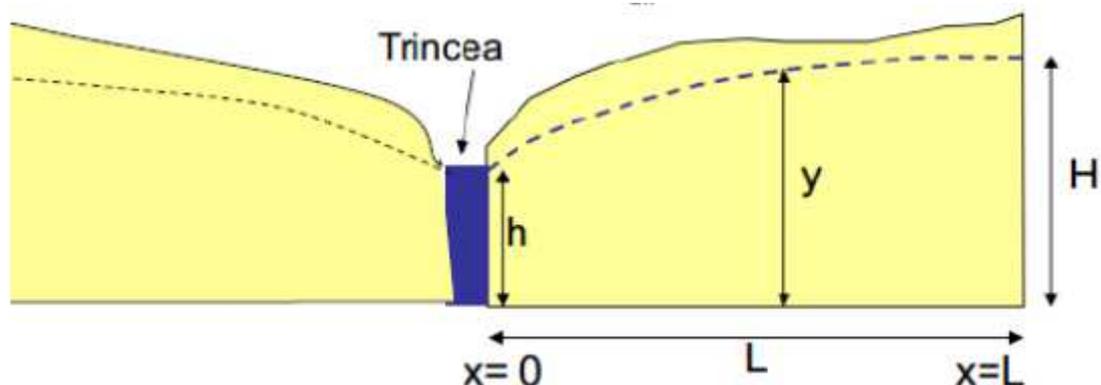


Figura 9: Schema galleria filtrante alla Dupuit

L'ipotesi cautelativa assunta consiste nel considerare l'eventuale falda (transitoria) che viene a crearsi durante gli eventi più intensi e più lunghi, abbia un carattere permanente. Pertanto si assume che l'area di influenza della trincea sia pari a:

$$L^* = 2L + s$$

con L ed s rispettivamente la lunghezza di influenza della trincea e lo spessore della trincea stessa. Lo spessore della trincea è stato assunto pari a 0.5m.

Sulla base delle considerazioni fatte poc'anzi si calcola la distanza L può essere valutata con la formula di Sichardt:

$$L = C_r(H - h)\sqrt{K_t}$$

$C_r = 1500 \div 2000 (s/m)^{1/2}$ e K_t in m/s.

La portata emunta invece può essere calcolata per integrazione dell'equazione differenziale di Dupuit imponendo la condizione al contorno che $h=H$ per $x=L$, e si ottiene pertanto:

$$q = l_d K_t \frac{H^2 - h^2}{L}$$

La Tabella 18 mostra i risultati ottenuti.

Altezza falda	H	3	m
Altezza dreno	h	2	m
Coefficiente Sichardt	C_r	2000	$(s/m)^{1/2}$
Lunghezza influenza dreno	$L = C_r(H - h)\sqrt{K_t}$	6.3	m
Lunghezza sistema drenante complessiva	l_d	250	m
portata emunta	$q = l_d K_t (H^2 - h_0^2/L)$	1.98	l/s

Tabella 18: Valori secondo l'approccio alla Dupuit

I calcoli mostrati nelle tabelle precedenti ci consentono di stimare il valore della portata Q che si è in grado di smaltire (assunto a favore di sicurezza di **Q=10 l/s**) e la fascia di influenza del sistema drenante L^* che si è in grado di generare e pari a **$L^*=13m$** .

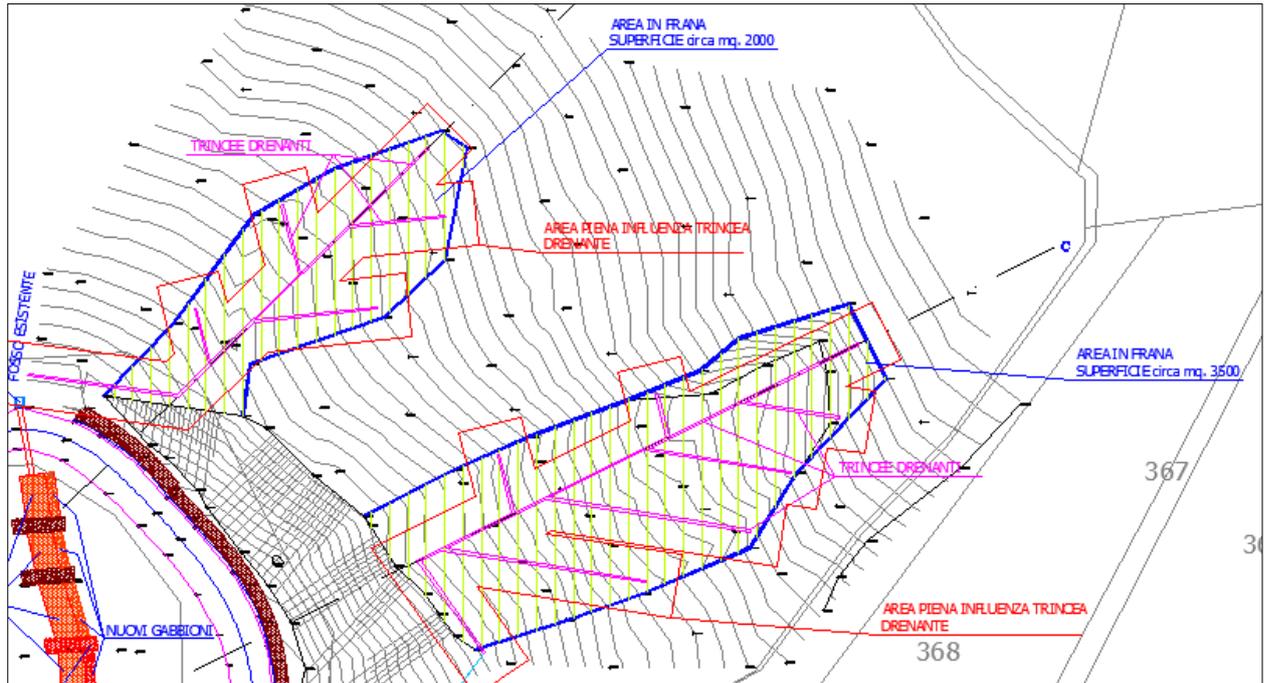


Figura 10: Disposizione planimetrica e area di piena influenza trincee drenanti

4.4 VERIFICA IDRAULICA CONDOTTA

Il diametro del tubo che allontana le acque drenate ha $D=200\text{mm}$. Il calcolo di verifica è stato svolto sia imponendo la velocità in condotta che assegnando una pendenza fissa.

Verifica tubazione smaltimento			
velocità massima fissata			
Velocità massima in condotta	v	1.5	m/s
Portata da smaltire	Q	10	l/s
Area liquida	$A'=Q/v$	0.0067	m^2
Diametro fissato	D	0.2	m
Rapporto adimensionale	A'/D^2	0.1667	-
Grado di riempimento	y/D	0.27	-
pendenza massima fissata			
Pendenza fissata	if	0.317	-
Coefficiente di Strickler condotta	K_s	70	$\text{m}^{1/3}/\text{s}$
Portata da smaltire	Q	10	l/s
Diametro fissato	D	0.2	m
Rapporto adimensionale	$[Q/K_s i^{1/2}]/D^{8/3}$	0.0185	-
Grado di riempimento	y/D	0.17	-

Tabella 19: Verifica condotta di smaltimento

Con riferimento alla Tabella 20, è possibile valutare se la condotta è in grado di smaltire la portata di progetto imponendo che il deflusso avvenga in superficie libera.

Anche nell'ipotesi che si infiltri tutta la pioggia afflitta sul versante (portata circa 3 volte superiore a quella considerata) si ha che la condotta è in grado di smaltire il volume drenato.

Grado di riempimento	Area	Perimetro Bagnato	Raggio idraulico	Fattore di portata
y/D	A/D ²	P/D	R _H /D	$\frac{A R_H^{2/3}}{D^{8/3}}$
0.01	0.0013	0.2003	0.0066	0.0000
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.0002
0.03	0.0069	0.3482	0.0197	0.0005
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.0009
0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.0015
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.0022
0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.0031
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.0041
0.09	0.0350	0.6094	0.0575	0.0052
0.1	0.0409	0.6435	0.0635	0.0065
0.11	0.0470	0.6761	0.0695	0.0079
0.12	0.0534	0.7075	0.0755	0.0095
0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.0113
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.0131
0.15	0.0739	0.7954	0.0929	0.0152
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.0173
0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.0196
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.0220
0.19	0.1039	0.9021	0.1152	0.0246
0.2	0.1118	0.9273	0.1206	0.0273
0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.0301
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.0331
0.23	0.1365	1.0004	0.1364	0.0362
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.0394
0.25	0.1535	1.0472	0.1466	0.0427
0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.0461
0.27	0.1711	1.0928	0.1566	0.0497
0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.0534
0.29	0.1890	1.1374	0.1662	0.0572
0.3	0.1982	1.1593	0.1709	0.0610

Tabella 20: Andamento parametri idraulici in funzione del grado di riempimento

5 INTERVENTO H-I

Con riferimento agli interventi I ed H si vuole evidenziare come, essendo l'area oggetto di intervento di estensione molto ridotta, la quantità di acqua che viene intercettata viene anch'essa ad essere molto esigua. Per entrambe le soluzioni l'acqua raccolta viene poi scaricata nella cunetta stradale.

Ogni zona è stata caratterizzata differenziando il coefficiente di deflusso superficiale a seconda del grado di impermeabilizzazione. Il coefficiente di deflusso viene pertanto determinato con la seguente relazione:

$$\varphi_{mean} = \frac{\varphi_1 S_1 + \dots + \varphi_n S_n}{S_1 + \dots + S_n}$$

essendo S la superficie e φ il coefficiente di deflusso relativo.

Una volta noto il coefficiente di deflusso si è calcolato il tempo di corrivazione con la formulazione del Maryland, ottimale per sistemi di piccola estensione:

$$t_c = \left[26.3 \frac{(L/K_s)^{0.6}}{3600^{(1-n)0.4} a^{0.4} i^{0.3}} \right]^{1/(0.6+0.4n)}$$

L = lunghezza dell'asta principale (km);

i = pendenza media dell'asta principale;

a, n = coefficienti curva possibilità pluviometrica;

Ks = Coefficiente di Strickler.

Come viene indicato dai ricercatori del Maryland, qualora si sia in presenza di sistemi idraulici con superfici ridotte tali da comportare un valore del tempo di corrivazione inferiore ai 5 min, viene raccomandato di assumere a favore di sicurezza un tempo caratteristico non inferiore ai 300 s.

Il tempo di ritorno assunto per il calcolo, tipico per interventi sulle fognature, è pari a $Tr=10$ anni; pertanto la curva di possibilità pluviometrica è quella degli scrosci di pioggia per un tempo $Tr=10$ anni ricavata precedentemente.

$$h = 38.12 t^{0.42}$$

Il calcolo della portata è stato svolto secondo il metodo razionale visto nel 4.3.1.

5.1 AREA ACCOGLIENZA TURISTICA - INTERVENTO H

Come si può evincere dalla Figura 11, dal punto di vista idrologico, l'area è stata suddivisa in due zone poiché esse tendono a raccogliere le acque in due punti differenti. La prima area racchiusa da una linea di colore rosso tende a convogliare le acque nel punto maggiormente depresso che si trova nella parte bassa della zona di intervento. La stessa come si può notare, presenta una molteplicità di superfici con caratteristiche di permeabilità differente (vedi Tabella 21). La seconda area è rappresentata dall'area verde che scola le acque correnti direttamente lungo la cunetta stradale che trova ai suoi piedi. Quest'ultima, non presentando nessuna differenza in termini di permeabilità, rispetto alle superfici ante operam, è stata tralasciata dal calcolo.

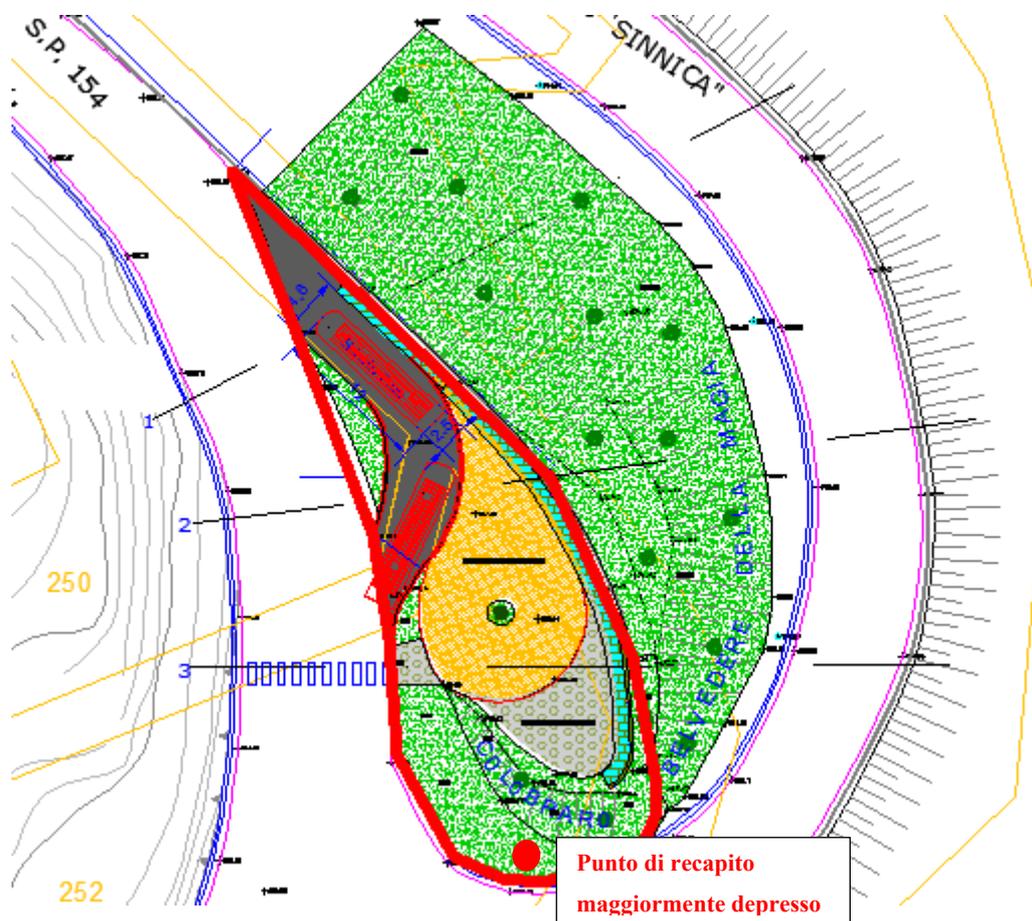


Figura 11: Area intervento H

INTERVENTO H					
Superfici			Parametri idraulici		
Area verde [m ²]	ϕ	S	Tr	10	anni
Pavimentazione stradale [m ²]	0.23	215	a	38.12	mm/ore ⁻ⁿ
Pavimentazione pietra [m ²]	0.85	157	n	0.42	-
Pavimentazione forata [m ²]	0.4	208	tc	300	s
Coefficiente di deflusso			Portata prodotta		
	ϕ_{mean}	0.46	Qmax	12	l/s

Tabella 21: Calcolo portata raccolta per l'intervento H

5.2 PARCHEGGIO AUTO - INTERVENTO I

Con riferimento alla Figura 12, sono state individuate 3 tipologie di aree con permeabilità differente e rispettivamente "area verde", "pavimentazione stradale" e "pavimentazione stallo" quest'ultima realizzata in mattoni forati. La Tabella 22 mostra il calcolo per l'area in questione.

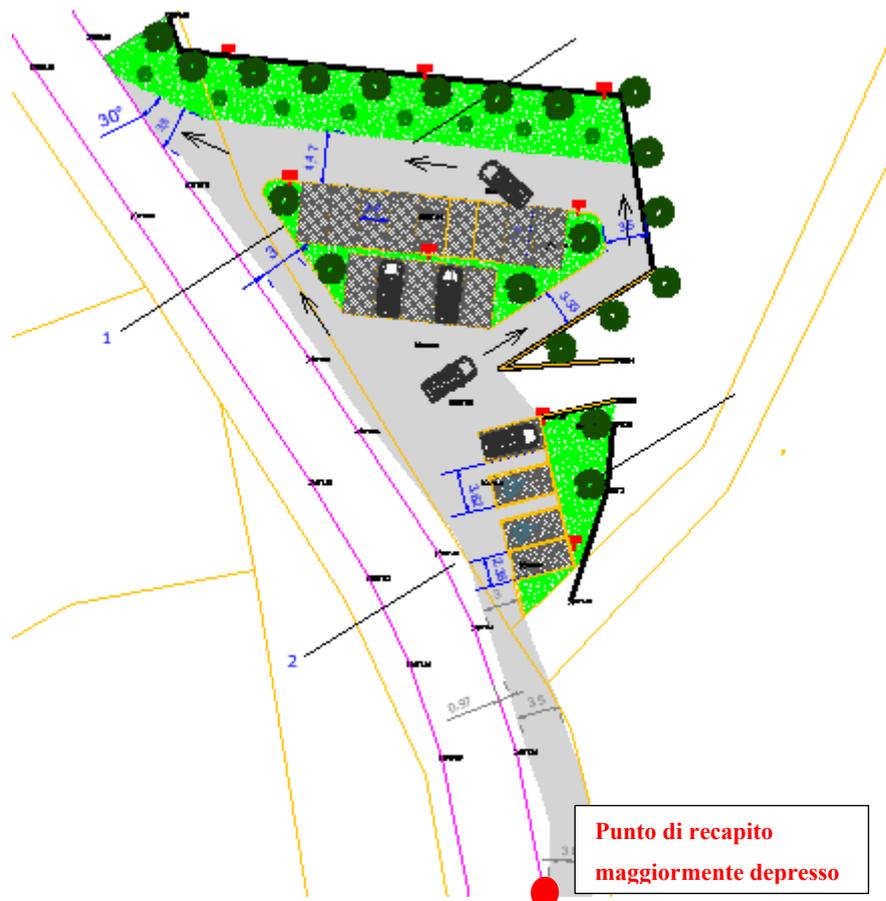


Figura 12: Area intervento I

INTERVENTO I						
Superfici		ϕ	S	Parametri idraulici		
Area verde [m2]		0.23	330	Tr	10	anni
Pavimentazione stradale [m2]		0.85	610	a	38.12	mm/ore ⁻ⁿ
Pavimentazione stallo [m2]		0.4	208	n	0.42	-
				tc	300	s
Coefficiente di deflusso		ϕ_{mean}	0.59	Portata prodotta		
				Qmax	30	l/s

Tabella 22: Calcolo portata raccolta per l'intervento I