

# COMUNE DI DERUTA

LAVORO:

## REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI DEL VERSANTE COLLINARE DI DERUTA SUD SOVRASTANTE L'ABITATO DI VIA SALVADOR ALLENDE, ALCIDE DE GASPERI, UGO LA MALFA E PIAZZALE TOGLIATTI

### - PROGETTO ESECUTIVO -

COMMITTENTE:

COMUNE DI DERUTA

UBICAZIONE:

ZONA DERUTA SUD

SCALA: VARIE OGGETTO:

ELABORATO:

R 02

### RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

DATA:  
15.06.2020

- MODIFICATO DA
- SUPERATO DA
- BOZZA
- COPIA UFFICIO

FILE:

NOTE:

IL PROGETTISTA  
**Ing. ROBERTO ZIETTA**



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA  
Sezione A  
N° A2357  
DOTTORE INGEGNERE  
ROBERTO ZIETTA  
SETTORE CIVILE E AMBIENTALE  
SETTORE INDUSTRIALE  
SETTORE DELL'INFORMAZIONE

**COMUNE DI DERUTA**

*"REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI DEL VERSANTE COLLINARE DI DERUTA SUD SOVRASTANTE  
L'ABITATO DI VIA SALVADOR ALLENDE, ALCIDE DE GASPERI, UGO LA MALFA E PIAZZALE TOGLIATTI"*

**- PROGETTO ESECUTIVO -**

Relazione idrologica - idraulica

***SOMMARIO***

<i>1. PREMESSA</i>	<i>1</i>
<i>2. INQUADRAMENTO</i>	<i>1</i>
<i>3. OBIETTIVO</i>	<i>2</i>
<i>4. CONSIDERAZIONI E SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO</i>	<i>3</i>
<i>5. ANALISI DEI BACINI E CALCOLO DELLE PORTATE</i>	<i>3</i>
<i>6. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DRENANTE</i>	<i>9</i>
<i>ALLEGATI</i>	<i>11</i>

**- PROGETTO ESECUTIVO -**Relazione idrologica - idraulica**1. PREMESSA**

La presente relazione viene redatta nell'ambito del progetto esecutivo per la regimazione delle acque superficiali del versante collinare di Deruta sud sovrastante l'abitato di via Salvador Allende, Alcide De Gasperi, Ugo La Malfa e piazzale Togliatti, il cui progetto di fattibilità tecnico economica è stato approvato dal Comune di Deruta con Delibera di Giunta n. 60 del 18/05/2017.

**2. INQUADRAMENTO**

Il sito in esame è ubicato in una zona collinare le cui acque superficiali sono veicolate verso valle tramite quattro aste principali, pertanto il versante è stato suddiviso in quattro bacini idrografici denominati B1, B2, B3, B4.

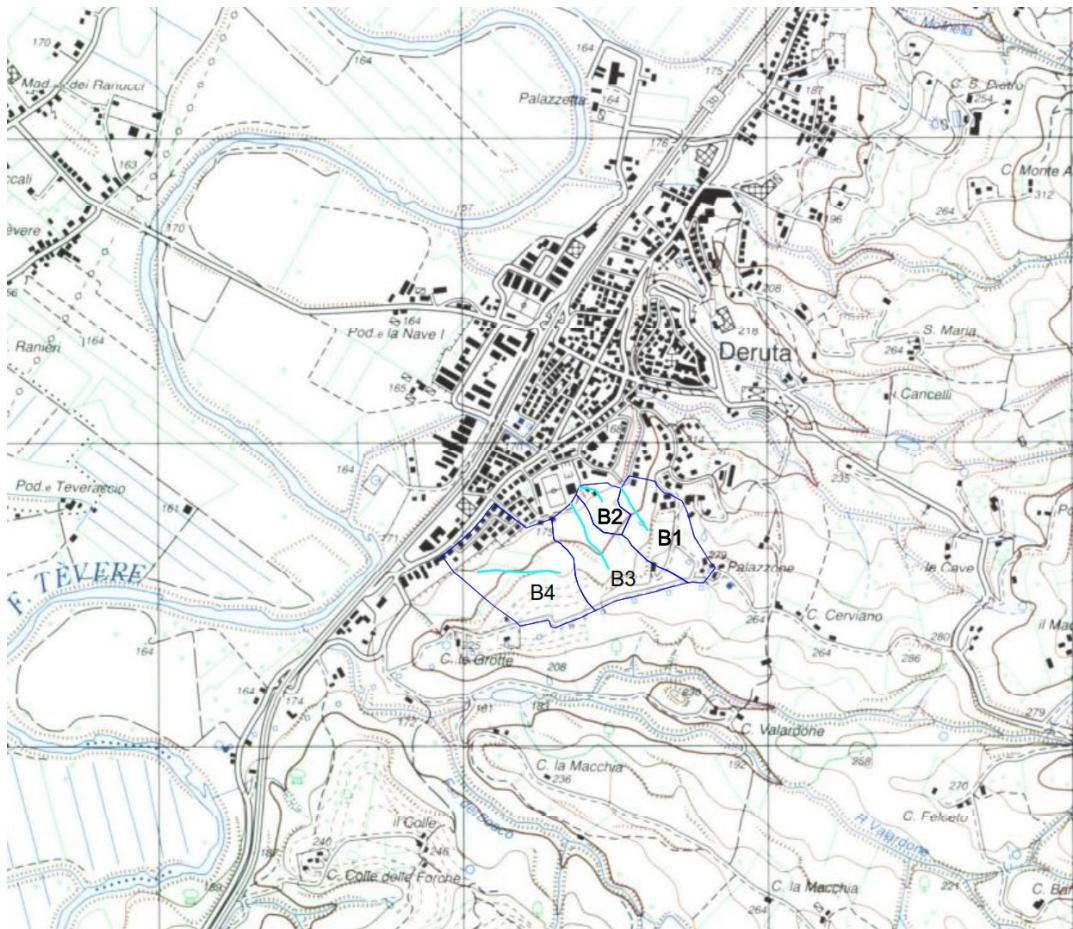


Figura 1: stralcio Carta Topografica d'Italia 1:25000 – F.323 sez. IV Marsciano

- PROGETTO ESECUTIVO -

Relazione idrologica - idraulica

Il bacino B1 convoglia le proprie acque superficiali direttamente sulla ripida discesa via Lazzaro Spallanzani determinando l'allagamento di via Alcide De Gasperi, di via Salvador Allende e della parte bassa di via Ugo La Malfa.

Il bacini B2 raccoglie le acque superficiali della nuova lottizzazione ancora in fase di completamento, queste vengono attualmente collettate verso via Salvador Allende andando a sovraccaricare la precaria rete mista esistente.

Dal bacino B3 arrivano le portate che vanno ad allagare la parte sud del campo sportivo rendendolo impraticabile anche per molti giorni dopo il verificarsi degli eventi meteorici.

Il bacino B4 è situato sulla parte sud-ovest del versante collinare, la sua asta idrografica scarica le acque meteoriche in una vasca di decantazione nei pressi di piazzale Aldo Moro che proseguono poi verso il Tevere tramite una fognatura in PVC da 800 mm di diametro con una pendenza dello 0.35 %.

### 3. OBIETTIVO

Il presente studio viene realizzato allo scopo di dimensionare una nuova fognatura che riesca ad allontanare le acque superficiali dei bacini che determinano la crisi della rete drenante presente nelle zone che si allagano, pertanto verranno calcolate le portate in gioco per vari tempi di ritorno e calcolati i diametri dei vari rami della nuova fognatura.

Il collettore previsto nel progetto di fattibilità tecnico economica, calcolato per convogliare le portate dei bacini B1, B2, e B3 nella fognatura in PVC da 800 mm di diametro in prossimità di piazzale Aldo Moro passando per via Filippo Turati e per via Pietro Nenni, in questa sede esecutiva è stato rivisto e riconcepito per snodarsi da via Ernesto Rossi su via Ugo La Malfa, per poi scaricare la propria portata sempre nella fognatura in PVC da 800 mm passando per via Tiberina sud, ma in corrispondenza dell'incrocio della stessa con via Pietro Nenni.

I dati necessari alle elaborazioni sono stati raccolti utilizzando le cartografie dell'IGM integrate con opportuni rilievi topografici, inoltre per quanto riguarda la valutazione dei CN (curve numbers) si è fatto uso delle ortofotocarte e delle indagini speditive direttamente in loco.

#### 4. CONSIDERAZIONI E SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO

La scelta del tempo di ritorno viene in genere fatta su considerazioni di carattere tecnico-economico. Si ammette sovente che le fognature debbano avere una vita economica di 40÷50 anni e pertanto in questo modo vengono automaticamente scartati tempi di ritorno più lunghi. Inoltre si ammette di solito che possano verificarsi disfunzioni una o due volte durante il loro esercizio, quindi mediamente ogni 15÷20 anni.

#### 5. ANALISI DEI BACINI E CALCOLO DELLE PORTATE

L'analisi idrologica è stata svolta basandosi sulla determinazione delle portate di piena con tempo di ritorno assegnato, in bacini di piccole dimensioni (superficie minore di 100 km<sup>2</sup>).

Il metodo utilizzato combina i risultati provenienti dalle analisi regionali delle precipitazioni, con il metodo del Curve Number, sviluppato nel 1972 dal Soil Conservation Service per la valutazione del volume netto di pioggia disponibile per la formazione della piena (il metodo viene descritto nel Cap. 5 del "Quaderno Idrologico del Fiume Tevere", redatto dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, (vedi allegati 1 e 2).

In base alle considerazioni fatte al paragrafo precedente, i calcoli sono stati riferiti a tempi di ritorno rispettivamente pari a 10, 25, 50 anni.

##### Dati dei bacini

Bacino	B1	B2	B3	B4
Lunghezza dell'asta principale [km]	<i>L</i> = 0,429	0,226	0,409	0,473
Superficie del bacino [km <sup>2</sup> ]	<i>S</i> = 0,063	0,019	0,071	0,116
Dislivello fra gli estremi dell'asta [m]	<i>DH</i> = 100	34	89	77
Pendenza media dell'asta [m/m]	<i>I</i> = 0,233	0,150	0,218	0,163
Curve Number	<i>CN</i> = 81	90	78	83

**- PROGETTO ESECUTIVO -**Relazione idrologica - idraulica

Sulla base dei dati dei bacini è stato effettuato il calcolo dei tempi di corrievazione mediante l'applicazione della formula di Ventura, la quale può essere adottata nel caso di bacini inferiori a 10 km<sup>2</sup>:

$$Tc \text{ [ore]} = 0,1272 (S/I)^{0,50}$$

<b>B1</b>	<b><math>Tc = 0,066 \text{ ore}</math></b>	<b><i>pari a 4 minuti</i></b>
<b>B2</b>	<b><math>Tc = 0,045 \text{ ore}</math></b>	<b><i>pari a 3 minuti</i></b>
<b>B3</b>	<b><math>Tc = 0,073 \text{ ore}</math></b>	<b><i>pari a 4 minuti</i></b>
<b>B4</b>	<b><math>Tc = 0,107 \text{ ore}</math></b>	<b><i>pari a 6 minuti</i></b>

Si ricorda che il tempo di corrievazione relativo ad una sezione di chiusura di un bacino idrografico è il tempo che impiega la goccia d'acqua precipitata nel punto idraulicamente più distante del bacino a raggiungere la sezione in parola.

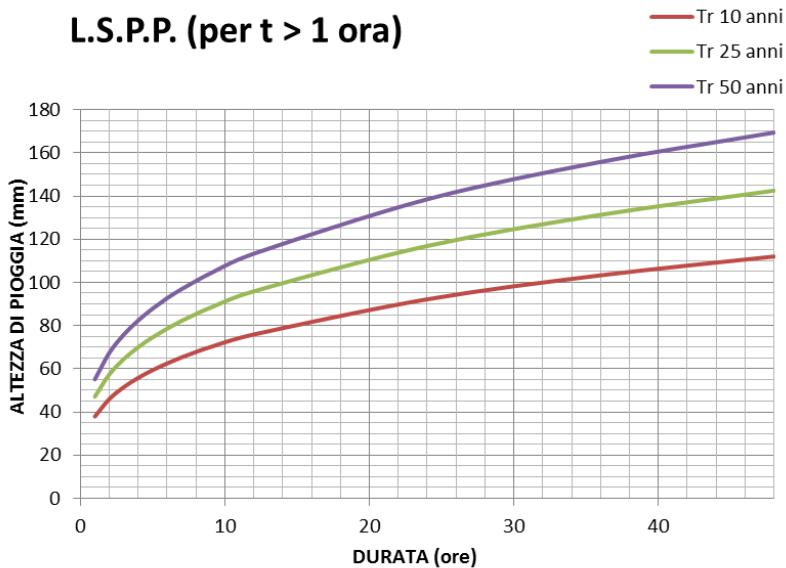
Al fine di stimare la pioggia che interessa la zona in oggetto sono state calcolate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica che legano, per assegnati tempi di ritorno, le altezze di precipitazione  $h$  alle corrispondenti durate  $t$  dell'evento secondo la seguente legge:

$$h(t) = a t^n$$

La scarsità di dati disponibili ha indotto il progettista ad avvalersi dei quaderni della Regione Umbria ed in particolar modo di "Analisi delle precipitazioni intense in Umbria" edizione ottobre 2016.

Per la determinazione delle sollecitazioni meteoriche di progetto, sono stati utilizzati dati riportatati nella pubblicazione sopra citata relativamente alla stazione pluviometrica di Ponte Nuovo di Torgiano, che è la più prossima alla zona di interesse. Successivamente sono state tracciate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica graficando le altezze di pioggia per vari tempi di ritorno e durate superiori all'ora come indicato nella tabella seguente:

$h_r(t)$ (mm)	durata (ore)						
Tr (anni)	1	3	6	12	24	36	48
10	37,9	51,5	62,5	75,9	92,2	103,3	112,0
25	47,1	64,5	78,6	95,9	116,9	131,3	142,5
50	55,1	75,8	92,7	113,3	138,5	155,8	169,4



I dati della stazione pluviometrica di Ponte Nuovo di Torgiano non permettono di effettuare un'analisi statistica significativa delle misure di pioggia di durata inferiore all'ora, in quanto i campioni disponibili desunti dagli Annali Idrologici risultano in tal senso scarsamente numerosi.

Si è pertanto scelto di ricavare le massime altezze di pioggia di durata inferiore all'ora a partire dal dato disponibile delle altezze massime di durata oraria, prendendo a riferimento studi effettuati in altre località italiane. E' noto infatti da letteratura [Bell, 1969] che i rapporti  $r_\delta$  tra le altezze relative a durate  $\delta$  molto brevi e le altezze orarie sono relativamente poco dipendenti dalla località.

Il coefficiente  $r_\delta$  può essere assunto sulla base delle indicazioni disponibili in letteratura tecnica e supportate da ricerche svolte su alcune stazioni di misura italiane appartenenti ad aree pluviometriche con diverse caratteristiche, in particolare i pluviografi di Milano Monviso e Roma Macao (riportati in "Sistemi di fognatura –Manuale di progettazione" del Centro Studi Deflussi Urbani).

**COMUNE DI DERUTA**

*"REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI DEL VERSANTE COLLINARE DI DERUTA SUD SOVRASTANTE L'ABITATO DI VIA SALVADOR ALLENDE, ALCIDE DE GASPERI, UGO LA MALFA E PIAZZALE TOGLIATTI"*

**- PROGETTO ESECUTIVO -**

Relazione idrologica - idraulica

*Coefficienti riduttivi pluviografo di Milano Monviso (campione di 17 anni - Piga et al., 1990)*

durata (minuti)	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r_\delta$	0,130	0,180	0,229	0,272	0,322	0,489	0,601	0,811	0,913

*Coefficienti riduttivi pluviografo di Roma Macao (campione di 8 anni – Calenda et al., 1993)*

durata (minuti)	5	10	15	20	25	30
$r_\delta$	0,278	0,435	0,537	0,632	0,709	0,758

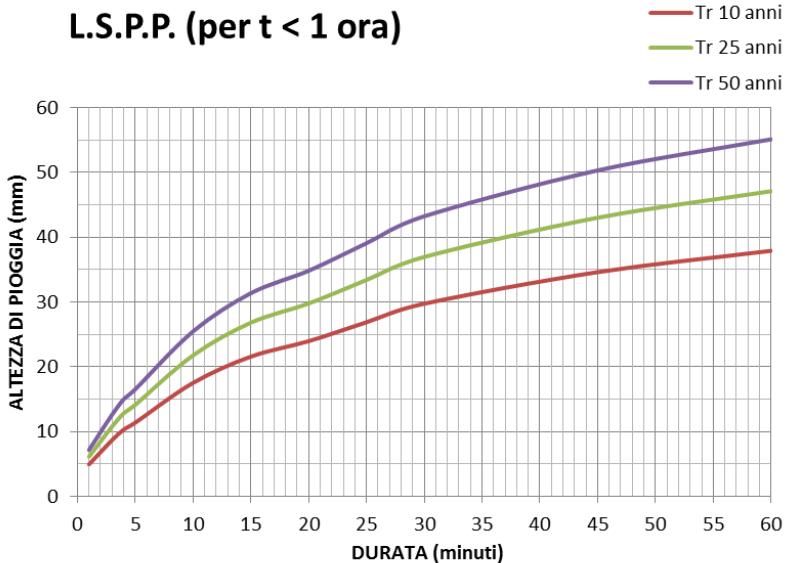
Data la sostanziale congruenza dei valori di  $r_\delta$  ricavati per le due stazioni, nel presente studio sono stati utilizzati coefficienti riduttivi ottenuti come media dei precedenti:

*Coefficienti riduttivi di calcolo per precipitazioni di durata inferiore all'ora*

durata (minuti)	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	45
$r_\delta$	0,130	0,180	0,229	0,272	0,300	0,462	0,569	0,632	0,709	0,785	0,913

infine sono state tracciate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica graficando le altezze di pioggia per tempi di ritorno e durate inferiori all'ora come indicato nella tabella seguente:

$h_T(t)$ (mm)	durata (minuti)											
	T (anni)	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	45
10	4,9	6,8	8,7	10,3	11,4	17,5	21,6	24,0	26,9	29,7	34,6	37,9
25	6,1	8,5	10,8	12,8	14,1	21,8	26,8	29,8	33,4	36,9	43,0	47,1
50	7,2	9,9	12,6	15,0	16,5	25,5	31,4	34,8	39,1	43,2	50,3	55,1



Essendo il tempo di corrievazione massimo dei bacini B1, B3, B4 pari a 6 minuti (come calcolato in precedenza), assumiamo a favore di sicurezza una durata critica della pioggia relativa ai tre bacini pari a 10 minuti, mentre per il bacino B2 relativo alla lottizzazione, con  $T_c$  calcolato pari a 3 minuti, si assume una durata critica dell'evento meteorico pari a 5 minuti. Con tali ipotesi si ottengono le seguenti altezze di pioggia relativamente ai rispettivi tempi di ritorno:

$$B1, B3, B4 \quad h_{10} = 17.5 \text{ mm} \quad h_{25} = 21.8 \text{ mm} \quad h_{50} = 25.5 \text{ mm}$$

$$B2 \quad h_{10} = 11.4 \text{ mm} \quad h_{25} = 14.1 \text{ mm} \quad h_{50} = 16.5 \text{ mm}$$

Di seguito viene eseguito il calcolo delle corrispondenti altezze di pioggia areale:

$$Ha = h - \frac{hS}{(100d / (0,236 + 0,062d)) + 100S(0,003d + 0,0234)}$$

$$B1 \quad Ha_{10} = 17.49 \text{ mm} \quad Ha_{25} = 21.74 \text{ mm} \quad Ha_{50} = 25.43 \text{ mm}$$

$$B2 \quad Ha_{10} = 11.36 \text{ mm} \quad Ha_{25} = 14.12 \text{ mm} \quad Ha_{50} = 16.52 \text{ mm}$$

$$B3 \quad Ha_{10} = 17.49 \text{ mm} \quad Ha_{25} = 21.74 \text{ mm} \quad Ha_{50} = 25.43 \text{ mm}$$

$$B4 \quad Ha_{10} = 17.48 \text{ mm} \quad Ha_{25} = 21.72 \text{ mm} \quad Ha_{50} = 25.41 \text{ mm}$$

**- PROGETTO ESECUTIVO -**Relazione idrologica - idraulica

Il calcolo delle piogge nette viene effettuato sulla base del metodo del Curve Number (U.S. Soil Conservation Service), assumendo cautelativamente dei *CN* pari a 74 per le aree boschive, a 88 per le aree incolte o coltivate, a 92 per le aree urbane. (vedi allegati 1 e 2):

$$Pn = \frac{(Ha - 5,08 ((1000/CN) - 10))^2}{Ha + 20,32 ((1000/CN) - 10)}$$

$$B1 \quad Pn_{10} = 0.48 \text{ mm} \quad Pn_{25} = 1.39 \text{ mm} \quad Pn_{50} = 2.50 \text{ mm}$$

$$B2 \quad Pn_{10} = 0.96 \text{ mm} \quad Pn_{25} = 1.96 \text{ mm} \quad Pn_{50} = 3.03 \text{ mm}$$

$$B3 \quad Pn_{10} = 0.13 \text{ mm} \quad Pn_{25} = 0.69 \text{ mm} \quad Pn_{50} = 1.49 \text{ mm}$$

$$B4 \quad Pn_{10} = 0.85 \text{ mm} \quad Pn_{25} = 2.02 \text{ mm} \quad Pn_{50} = 3.36 \text{ mm}$$

Utilizzando la forma dell'idrogramma di Ghirardelli, di tipo triangolare, ed avente tempo di discesa e tempo di risalita pari al tempo di corriavazione, sono state ricavate le portate al colmo relative ai rispettivi tempo di ritorno per i bacini considerati:

$$Qc = \frac{100 S Pn}{360 Tc}$$

$$B1 \quad Qc_{10} = 51 \text{ l/s} \quad Qc_{25} = 147 \text{ l/s} \quad Qc_{50} = 263 \text{ l/s}$$

$$B2 \quad Qc_{10} = 62 \text{ l/s} \quad Qc_{25} = 125 \text{ l/s} \quad Qc_{50} = 192 \text{ l/s}$$

$$B3 \quad Qc_{10} = 16 \text{ l/s} \quad Qc_{25} = 83 \text{ l/s} \quad Qc_{50} = 177 \text{ l/s}$$

$$B4 \quad Qc_{10} = 164 \text{ l/s} \quad Qc_{25} = 392 \text{ l/s} \quad Qc_{50} = 650 \text{ l/s}$$

**- PROGETTO ESECUTIVO -**Relazione idrologica - idraulica**6. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DRENANTE**

La rete drenante verrà realizzata con tubazioni in PVC funzionanti con un grado di riempimento massimo del 75%, tale condizione si rende necessaria sia per garantire il deflusso a pelo libero, ma anche per consentire che nello spazio non occupato dall'acqua possano trovare alloggiamento gli immissari secondari, evitando che si verifichino fenomeni di rigurgito; inoltre nei condotti è necessaria la circolazione di un certo quantitativo d'aria al fine di evitare fenomeni di trasformazione anaerobica, in generale sgraditi, che potrebbero instaurarsi a causa di batteri e microrganismi presenti nelle acque fognarie.

Per il dimensionamento è stato utilizzato un procedimento di verifica che tiene inevitabilmente conto dei diametri commerciali del materiale impiegato. La verifica viene effettuata nella cautelativa ipotesi di moto uniforme e utilizzando la seguente formula di Chezy con coefficiente c di scabrezza Gauckler-Strickler pari a  $110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ :

$$Q = A c R^{2/3} p^{1/2}$$

dove Q rappresenta la portata [ $\text{m/s}$ ], c è il coefficiente di scabrezza Gauckler – Strickler [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ], R è il raggio idraulico [ $\text{m}$ ] p è la pendenza della condotta [ $\text{m/m}$ ].

A vantaggio di sicurezza le portate sono state valutate in condizione di riempimento sincrono, cioè ipotizzando che tutti i rami raggiungano contemporaneamente il massimo grado di riempimento consentito.

Per lo schema idraulico è necessario fare riferimento alla tavola di progetto T 01, in particolare sul profilo longitudinale vengono indicate le immissioni dei vari bacini alle diverse progressive di riferimento:

*capacità di smaltimento (Portata Q) della rete di progetto al 75% di riempimento*

<i>D [mm]</i>	<i>bacini afferenti</i>	<i>da progressiva a progressiva</i>	<i>pendenza p</i>	<i>Portata Q [l/s]</i>	<i>velocità V [m/s]</i>
315	B1	0.00 - 92.09	6.00%	300	5.390
400	B1	92.09 - 121.17	0.50%	164	1.825
500	B1+B2	121.17 - 204.36	0.50%	297	2.117
630	B1+B2+B3	204.36 – 697.12	0.50%	549	2.470
800	B1+B2+B3+B4	697.12 - al Tevere	0.35%	868	2.423

**- PROGETTO ESECUTIVO -**Relazione idrologica - idraulica

Di seguito viene riportato il confronto fra le portate sincrone dei vari bacini relative ai diversi tempi di ritorno e le capacità di smaltimento della rete di progetto:

***confronto portate sincrone - capacità di smaltimento (Portata Q) della rete di progetto***

<b>D [mm]</b>	<i>bacini afferenti</i>	<b>Portate Sincrone [l/s]</b>			<b>Portata Q [l/s]</b>
		<i>Tr 10 anni</i>	<i>Tr 25 anni</i>	<i>Tr 50 anni</i>	
315	B1	51	147	263	<b>300</b>
400	B1	51	147	263	<b>164</b>
500	B1+B2	113	272	455	<b>297</b>
630	B1+B2+B3	129	355	632	<b>549</b>
800	B1+B2+B3+B4	293	747	1282	<b>868</b>

In accordo con le premesse fatte al paragrafo 4, la rete di progetto risulta ben dimensionata per un tempo di ritorno di 25 anni, infatti le portate sincrone sottolineate in tabella sono tutte inferiori alla capacità di smaltimento, pertanto considerando una vita economica dell'opera di 50 anni si accetta che la stessa vada in crisi un paio di volte nello stesso arco temporale.

È da notare che dalla progressiva 421.25 alla progressiva 645.20, sono state utilizzate tre condotte in parallelo D=400 a causa dell'esigua disponibilità di spazio fra il piano stradale di via Pietro Nenni e la livelletta di scorrimento imposta dalla quota di immissione nel collettore di valle.

Inoltre è prevista la realizzazione di due vasche di decantazione in c.a. in corrispondenza delle sezioni di chiusura dei bacini B1 e B3, al preciso scopo di evitare che il trasporto solido possa andare ad ostruire la rete fognaria.

Bettona 15.06.2020

*Ing. Roberto Zietta*

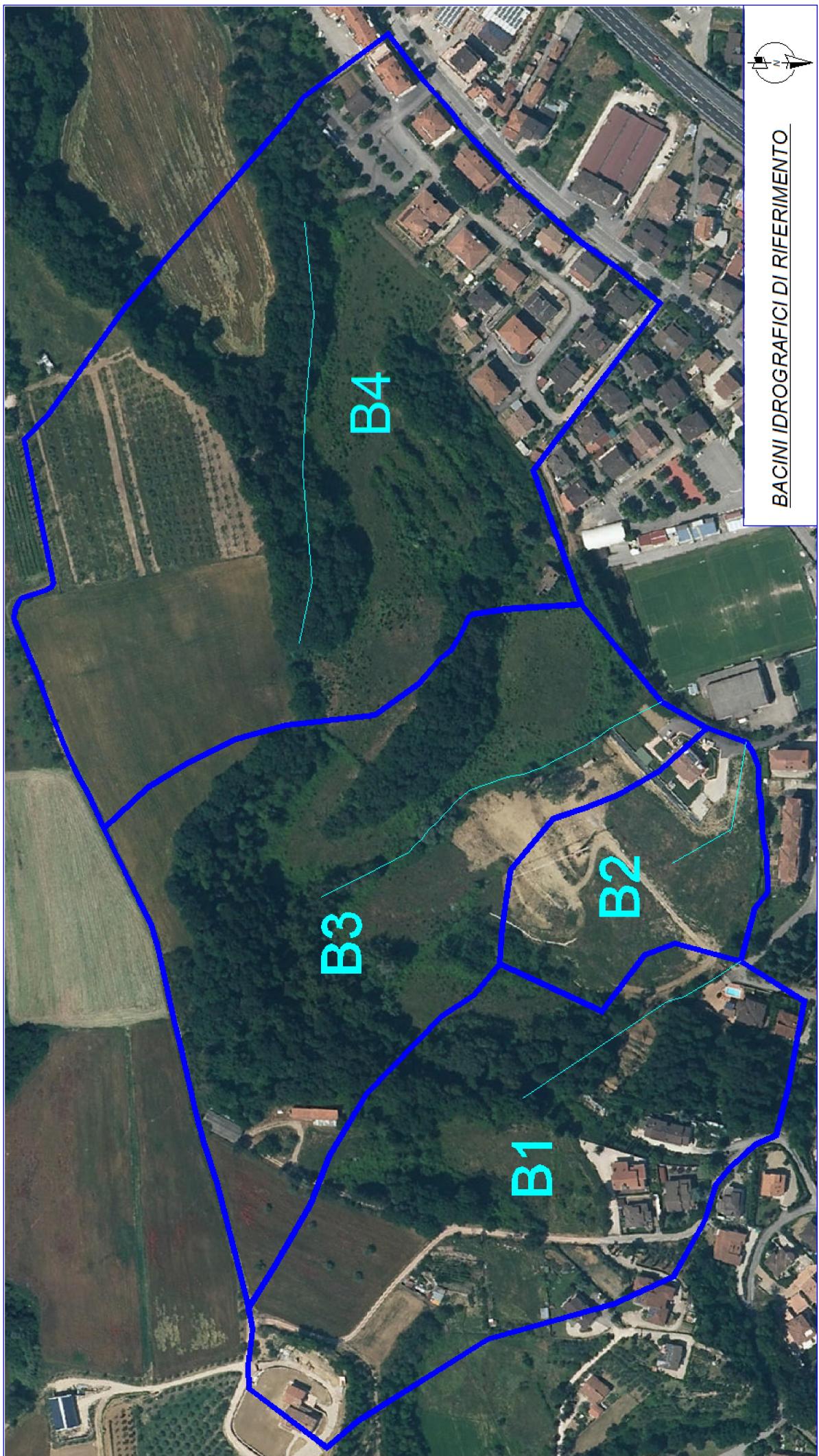
**- PROGETTO ESECUTIVO -**

Relazione idrologica - idraulica

**ALLEGATI**

Allegato      Titolo

- |   |  |
|---|--|
| 1 | Bacini idrografici di riferimento  |
| 2 | Capitolo 5 del “Quaderno Idrologico del Fiume Tevere”,<br>redatto dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere |



## 5. PORTATE DI PIENA PER PICCOLI BACINI

Nell'ambito del 2° stralcio della fase conoscitiva del piano di bacino del Tevere per il calcolo delle portate di piena di assegnato tempo di ritorno in bacini di modeste dimensioni (superficie minore di 100 km<sup>2</sup>) fu proposta una procedura che combinava i risultati dell'analisi regionale delle precipitazioni di durata da 1 a 24 ore (vedi il Cap. 4) ed il metodo del Curve Number sviluppato nel 1972 dal Soil Conservation Center per la valutazione del volume netto di pioggia disponibile per la formazione della piena.

Tale procedura deve intendersi come un suggerimento per coloro che, operando sul bacino del Tevere, devono assumere come dato progettuale per un'opera minore la portata di massima piena di un corso d'acqua.

La procedura si articola nei seguenti passi:

- 1) calcolo del tempo di corriavazione;
- 2) calcolo dell'altezza di pioggia puntuale;
- 3) calcolo della corrispondente altezza di pioggia areale;
- 4) calcolo della pioggia netta;
- 5) calcolo della portata al colmo.

Alla base della procedura vi sono le assunzioni:

- che la massima piena avvenga per precipitazioni meteoriche con durata pari al tempo di corriavazione del bacino;
- che il picco di piena abbia il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- che la formazione delle piene nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avvenga senza la formazione di significativi invasi, nel caso si formino invasi significativi il colmo di piena calcolato con questa metodologia sarà sovrastimato.

In definitiva il calcolo della portata al colmo viene eseguito uguagliando il volume di pioggia netta (o efficace) al volume della piena descritta a mezzo di un idrogramma di assegnata forma.

### 5.1. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIAVAZIONE

Il calcolo di tale grandezza si rende necessario in quanto con esso si individua la durata critica della pioggia D relativa al generico bacino.

Per bacini inferiori ai 10 km si può adottare la formula di Kirpich:

$$T_c = 0,945 (L^3 / DH)^{0,385} \quad (\text{ore})$$

dove: L è la lunghezza dell'asta principale, in km

DH è il dislivello altimetrico fra gli estremi dell'asta, in m.

od in alternativa la formula di Ventura:

$$T_c = 0,1272 (S / i)^{0,50} \quad (\text{ore})$$

dove: S è l'area del bacino in km

i è la pendenza media dell'asta fluviale in m/m.

Per bacini superiori ai 10 km<sup>2</sup> si adotta la formula di Giandotti:

$$T_c = \frac{4 \times S^{1/2} + 1,5 \times L}{0,8 \times H^{1/2}} \quad (\text{ore})$$

dove:  $S$  è l'area del bacino in  $\text{km}^2$

$L$  è la lunghezza dell'asta fluviale in  $\text{km}$

$H$  è l'altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura in metri.

La scelta della formula per il calcolo del tempo di corrievazione è uno dei momenti critici della procedura qui descritta. Infatti questo parametro è di tipo soggettivo e quindi la sua definizione è legata all'esperienza dell'operatore che dovrà scegliere la formula da adottare tra queste qui proposte od altre individuabili in letteratura tenendo presente che una sottostima del tempo di corrievazione tenderà a fornire delle portate di maggior valore e viceversa.

## 5.2. CALCOLO DELL'ALTEZZA DI PIOGGIA PUNTUALE

Il calcolo della pioggia puntuale di assegnato tempo di ritorno viene effettuato sulla base della procedura di regionalizzazione per le piogge massime annuali della durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore descritta nel Capitolo precedente.

Tale metodo, che consiste nella definizione della curva di possibilità climatica di assegnato tempo di ritorno in qualunque punto del bacino del Tevere, si basa sulle seguenti relazioni:

$$h = aD^b f(K, T)$$

$$f(K, T) = 1 - K(0,450 + 0,799 \ln(-\ln(1-1/T)))$$

dove:  $h$  = altezza di pioggia in  $\text{mm}$ ;

$a, b$  = coefficienti della curva di possibilità climatica;

$K$  = coefficiente di variazione;

$T$  = tempo di ritorno in anni;

$D$  = durata della precipitazione in ore.

Questa procedura consente il calcolo di una altezza di pioggia puntuale che può pertanto riferirsi al bari-centro del bacino stesso. Di conseguenza i parametri  $a$ ,  $b$  e  $K$  possono essere di volta in volta valutati mediante lettura delle carte con le isoline relative alle piogge orarie (vedi le figure dei paragrafi da 4.1 a 4.6).

## 5.3. CALCOLO DELLA PIOGGIA AREALE

Il calcolo di questa grandezza viene effettuato mediante una procedura proposta dal U.S. Weather Bureau che tiene conto sia della durata dell'evento meteorico sia della superficie interessata dallo stesso. La formula è da ritenersi valida per eventi di durata superiore ai 5 minuti (0,09 ore).

Il metodo è rappresentato analiticamente dalle seguenti formule:

$$Ha = h \frac{Pa}{100}$$

ove

$$Pa = 100 - \frac{A}{x_1 + x_2 A}$$

$$x_1 = \frac{100 D}{0,236 + 0,062 D} \quad x_2 = 0,003 D + 0,0234$$

$Ha$  = pioggia areale ( $\text{mm}$ );

$h$  = altezza di pioggia puntuale ( $\text{mm}$ );

$A$  =  $S \times 100$  superficie del bacino ( $\text{ha}$ );

$D$  = durata della precipitazione ( $\text{ore}$ ).

#### 5.4. CALCOLO DELLA PIOGGIA NETTA

Il calcolo della pioggia netta, ovvero del volume della piena, viene effettuato in base al metodo del Curve Number, formulato dal Soil Conservation Service nel 1972, che qui brevemente riassumiamo.

Tale metodo mette in relazione l'altezza  $H_a$  di pioggia areale affluita con l'altezza di pioggia  $P_n$  defluita in rete attraverso la seguente formula:

$$P_n = \frac{(H_a - 5.08 \times S')^2}{(H_a + 20.32 \times S')}$$

dove  $S'$  rappresenta la massima ritenzione del bacino ed è funzione del tipo di terreno, del suo grado di saturazione e dell'uso del suolo e viene espresso sotto la forma:

$$S' = (1000 / CN) - 10$$

CN o "Runoff Number" è quel coefficiente sperimentale che tiene conto delle caratteristiche del bacino che sono state classificate dallo U.S. Soil Conservation Service.

Per determinare il Curve Number occorre stabilire prima di tutto la classe di appartenenza del suolo, il tipo di copertura, quale è la destinazione d'uso del suolo e, infine, le sue condizioni idrauliche.

Il metodo S.C.S. è basato su un sistema di classificazione del suolo in quattro classi di permeabilità individuate dalle lettere A, B, C, D dove:

- tipo A sta ad indicare un suolo ad alta permeabilità, per lo più costituito da sabbie grossolane, silt calcarei non consolidati ed omogenei;
- tipo B sta per suoli a moderata permeabilità formati per lo più da sabbie limose ed argillose;
- tipo C è rappresentato da suoli a media e bassa permeabilità, costituiti da argille e limi;
- tipo D è rappresentato da suoli a bassa permeabilità, per lo più argille plastiche.

Il valore del Curve Number varia a seconda dell'utilizzo e della gestione del suolo, poiché ciascun tipo di terreno può essere caratterizzato da un diverso grado di sfruttamento: basso, medio e alto.

Inoltre, a seconda delle condizioni idrauliche del terreno, si può avere un suolo asciutto (condizione I), un suolo medio, o AMC II, ed infine un suolo completamente saturo (condizione AMC III).

Nel caso di terreni variegati possono essere identificate le categorie fondamentali per definire un cosiddetto coefficiente CN pesato. Se in particolare si chiamano  $p_1, p_2, p_3, p_4, \dots$  le percentuali della superficie totale S, aventi rispettivamente valori del coefficiente  $CN_1, CN_2, \dots, CN_n$ . Il valore del CN da assumere per il bacino è ricavabile col criterio "pesato" attraverso la relazione:

$$CN = p_1 \times CN_1 + p_2 \times CN_2 + p_3 \times CN_3 + \dots + p_n \times CN_n$$

I valori del CN per ogni singola categoria sono quelli desumibili dalla seguente tabella "Coefficiente CN per varie combinazioni suolo-copertura e coltivazione (condizione AMC II del bacino)". Tali valori, forniti dal S.C.S., si riferiscono a condizioni di saturazione del suolo non estreme (AMC II).

Anche i valori per la conversione da AMC II ad AMC III ed AMC I sono riportati nella tabella seguente.

COEFFICIENTE CN PER VARIE COMBINAZIONI SUOLO-COPERTURA E COLTIVAZIONE  
(condizione AMC II del bacino)

Uso del suolo	Modalità di coltivazione e permanenza della copertura	Permeabilità del suolo			
		A	B	C	D
Incolto		77	86	91	94
Coltivazioni a filari	coltivazioni perpendicolari alle curve di livello, copertura <50%	72	81	88	91
(ad es. granoturco, vite, frutteti)	coltivazioni perpendicolari alle curve di livello, copertura >75%	67	78	85	89
	coltivazioni parallele alle curve di livello, copertura <50%	70	79	84	88
	coltivazioni parallele alle curve di livello, copertura >75%	65	75	82	86
Cereali (ad es. grano)	coltivazioni perpendicolari alle curve di livello, copertura <50%	65	76	84	88
	coltivazioni perpendicolari alle curve di livello, copertura >75%	63	75	83	87
	coltivazioni parallele alle curve di livello, copertura <50%	63	74	82	85
	coltivazioni parallele alle curve di livello, copertura >75%	61	73	81	84
Seminativi	coltivazioni perpendicolari alle curve di livello, copertura <50%	66	77	85	89
	coltivazioni perpendicolari alle curve di livello, copertura >75%	58	72	81	85
	coltivazioni parallele alle curve di livello, copertura <50%	64	75	83	85
	coltivazioni parallele alle curve di livello, copertura >75%	55	69	78	83
Boschi	copertura <50%	45	66	77	83
	copertura >50% e copertura <75%	36	60	73	79
	copertura >75%	25	55	70	77
Strade		72	82	87	89
Aree urbane		92	92	92	92

A = suoli molto permeabili (sabbie e ghiaie, ben drenate); B = suoli moderatamente permeabili (tessitura mista, scarsamente drenata); C = suoli poco permeabili (tessitura prevalentemente fine, a lenta infiltrazione); D = suoli impermeabili (argillosi, non drenanti). N.B.: quando la pendenza del terreno è minore del 2% le coltivazioni possono essere considerate comunque come parallele alle curve di livello.

TAVOLA DI CONVERSIONE DEL CURVE NUMBER

AMC I	AMC II	AMC III	AMC I	AMC II	AMC III	AMC I	AMC II	AMC III
100	100	100	57	75	88	31	50	70
97	99	100	55	74	88	30	49	69
94	98	99	54	73	87	29	48	68
91	97	99	53	72	86	28	47	67
89	96	99	52	71	86	27	46	66
87	95	98	51	70	85	26	45	65
85	94	98	50	69	84	25	44	64
83	93	98	48	68	84	25	43	63
81	92	97	47	67	83	24	42	62
80	91	97	46	66	82	23	41	61
78	90	96	45	65	82	22	40	60
76	89	96	44	64	81	21	39	59
75	88	95	43	63	80	21	38	58
73	87	95	42	62	79	20	37	57
72	86	94	41	61	78	19	36	56
70	85	94	40	60	78	18	35	55
68	84	93	39	59	77	18	34	54
67	83	93	38	58	76	17	33	53
66	82	92	37	57	75	16	32	52
64	81	92	36	56	75	16	31	51
63	80	91	35	55	74	15	30	50
62	79	91	34	54	73	12	25	43
60	78	90	33	53	72	9	20	37
59	77	89	32	52	71	6	15	30
58	76	89	31	51	70	4	10	22

### 5.5. CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO

Il calcolo della portata al colmo deve essere determinato sulla base di una forma predefinita di idrogramma e quindi uguagliando l'apporto meteorico efficace al volume di deflusso.

La forma dell'idrogramma qui proposta è quella del Ghirardelli, ossia il classico idrogramma triangolare avente tempo di risalita e tempo di discesa pari al tempo di corrievazione.

Pertanto il valore della portata al colmo risulta:

$$Q_c = \frac{1}{360} \times \frac{P_n A}{T_c}$$

dove:  $Q_c$  = portata al colmo ( $m^3/s$ );  $P_n$  = pioggia netta areale (mm);  $T_c$  = tempo di corrievazione (ore);  $A$  = superficie del bacino (ha).

In alternativa a questa formula può essere applicato il metodo dell'idrogramma unitario. L'idrogramma unitario è la risposta del bacino imbrifero all'impulso di pioggia netta unitaria pari ad 1 mm.

Il Soil Conservation Center suggerisce di adottare un idrogramma avente una forma triangolare.

Le dimensioni caratteristiche dello ietogramma generatore e dell'idrogramma unitario sono date in funzione del tempo di corrievazione  $T_c$  (ore):

- $d$  = durata della precipitazione unitaria generatrice (ore);
- $L$  = ritardo del colmo dell'idrogramma unitario rispetto l'istante centrale dell'intervallo di tempo  $d$  (ore);
- $T_p$  = Tempo di crescita dell'idrogramma unitario (ore);
- $T_r$  = Tempo di esaurimento dell'idrogramma unitario (ore);
- $T_b$  =  $T_r + T_p$  durata complessiva dell'idrogramma unitario (ore);

$$d = 1/5,5 T_c$$

$$T_p = 1/2 d + 0,6 T_c$$

$$= 0,78 T_c$$

$$T_r = 1,67 T_p$$

$$= 1,30 T_c$$

$$L = 0,6 T_c$$

$$T_b = 2,67 T_p$$

$$= 2,08 T_c$$

Data la forma triangolare dell'idrogramma ed introducendo l'area del bacino, si dimostra che la portata massima al colmo  $q_p$  risulta:

$$q_p = 0,267 S/T_c$$

esprimendo l'area drenata  $S$  in  $km^2$  ed il tempo  $T_c$  in ore.

L'idrogramma di piena è quindi il risultante della somma, in ciascun intervallo di tempo elementare di ampiezza  $d$ , della risposta del bacino allo ietogramma di progetto.

Nel caso si voglia utilizzare questo metodo lo ietogramma di progetto avrà una durata leggermente superiore al tempo di base dell'idrogramma unitario e potrà essere determinato, istante per istante ( $d/2$ ,  $2d/2$ ,  $3d/2$ ), utilizzando la metodologia prima proposta per il calcolo dell'altezza di pioggia puntuale, areale e netta, applicandola per il tempo di ritorno in esame.

### 5.6. ESEMPIO APPLICATIVO

A titolo puramente esemplificativo, qui di seguito viene data descrizione di tutti i passi necessari per il calcolo della portata al colmo di assegnato tempo di ritorno in un piccolo bacino.

L'esempio viene sviluppato facendo riferimento al bacino del torrente Pagliola e con un tempo di ritorno pari a 100 anni.

La collocazione geografica del torrente è individuabile nella carta del sottobacino del Paglia n. 6.VI.2.

- Calcolo del tempo di corrievazione.

Facendo riferimento alla formula di Giandotti, il tempo di corrievazione  $T_c$  risulta: