



REGIONE SICILIA
COMUNE DI ROSOLINI

LIBERO CONSORZIO DEI COMUNI DI SIRACUSA

OGGETTO:

**MITIGAZIONE RISCHIO IDROGEOLOGICO AREA
CENTRO URBANO RACCOLTA DI ACQUE
BIANCHE SUPERFICIALI DI VIA GIULIA E
COLLEGAMENTO SU VIA MANZONI
---- PROGETTO ESECUTIVO ----**

PROGETTISTA:

Ing. Faranna Claudio G.



TAV. 1.3

**RELAZIONE IDROLOGICA -
IDRAULICA DRENAGGIO
STRADALE**

DATA: 04/05/2022

RUP :

Geom. Piero Fioretti



N°	Data	Descrizione della Revisione o Sostituisce

RELAZIONE IDROLOGICA – IDRAULICA DRENAGGIO STRADALE

INDICE

PREMESSE	1
1- GENERALITA' SUI CONTENUTI DELLO STUDIO IDROLOGICO	1
2- GENERALITA' SUGLI EVENTI DI PIENA	2
3- LE CURVE DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA	3
4- ANDAMENTO TEMPORALE DELLA PIOGGIA DI PROGETTO	9
5- RAGGUAGLIO DELLA PIOGGIA ALL'AREA	9
6- MODELLO DI PIOGGIA NETTA ADOPERATO	10
7- CARATTERISTICHE MORFOMETRICHE DEL BACINO	14
8- STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE	14
9- PLUVIOGRAMMA DI CALCOLO	15
10- FORMAZIONE DEL DEFLUSSO DI PIENA	16
11- ANALISI IDRAULICA DELLE CANALIZZAZIONI STRADALI	19

PREMESSE

Con la presente relazione il sottoscritto, nella qualità di progettista, in adempimento all'incarico ricevuto da parte dell'Amministrazione Comunale, illustra la stesura definitiva degli studi idrologici ed idraulici relativi al drenaggio stradale dei lavori in oggetto "Mitigazione del rischio idrogeologico nell'area del centro urbano con raccolta delle acque bianche di via Giulia e collettamento su via Manzoni".

1- GENERALITA' SUI CONTENUTI DELLO STUDIO IDROLOGICO

Lo studio idrologico ed idraulico nel seguito predisposto è volto ad illustrare le analisi di bacino urbano svolte e le considerazioni tecniche ricavate, al fine di individuare, secondo i previsti periodi di ritorno 50, 100 e 200 anni ovvero probabilità di accadimento, le portate idriche da considerare per la successiva verifica idraulica delle opere di intercettazione e collettamento idraulico.

2- GENERALITA' SUGLI EVENTI DI PIENA

Per "evento di piena" di un generico corso d'acqua o di una canalizzazione, sia naturale che artificiale, si intende il fenomeno del rapido sopraelevamento della superficie libera del pelo d'acqua dovuto all'aumento della portata che, a sua volta, è causato da precipitazioni di forte intensità.

La conoscenza del fenomeno della piena idrica è indispensabile per la predisposizione dei mezzi necessari alla difesa idraulica e generale del territorio, sia che si tratti di interventi elementari e localizzati, sia che si tratti di più complessi interventi tecnico amministrativi di difesa preventiva.

Dal punto di vista idrologico un approccio corretto al problema delle piene necessita di informazioni e studi relativi a:

- regime pluviometrico del bacino riferito in particolar modo alle piogge di breve durata e forte intensità.
- regime conseguente delle portate di piena nelle sezioni di interesse ed in particolar modo in quelle definibili critiche.
- perdite d'acqua, e dunque della conseguente portata, durante il processo di moto sul bacino ed in alveo, dovute principalmente ad infiltrazione ed evotraspirazione.
- meccanismo fisico con cui le portate si formano nel bacino e si propagano nell'alveo fluviale o nelle canalizzazioni, ovvero analisi idrodinamica della corrente.
- estensione e caratteristiche fisiche dell'area soggetta ai fenomeni di insufficienza idraulica.

Per linee generali, i provvedimenti utili per la difesa dai fenomeni di piena conseguenti a eventi climatici intensi sono di vario tipo e si possono suddividere in due grandi famiglie:

- riduzione delle portate a mezzo di strumenti di laminazione e diversivi,
- sistemazione ed ampliamenti dell'alveo o delle canalizzazioni per accogliere idoneamente le portate di progetto.

Nel caso specifico, date le specifiche caratteristiche, i provvedimenti attuati per mettere in sicurezza la rete di smaltimento idrico stradale, esaminata la documentazione progettuale, sono stati la sistemazione e l'adeguamento delle sezioni dei collettori di smaltimento.

Per tale tipo di interventi “localizzati”, nonché la modesta estensione del bacino tributario lo studio idrologico si riduce alla conoscenza del valore delle portate massime con assegnata frequenza probabile (portate al colmo di piena) che possono presentarsi con prefissato periodo di ritorno $q_{\max}(T)$, mentre risultano poco significative, ancorchè difficilmente desumibili data la scarsità dei dati, le ulteriori informazioni in merito alla forma che la $Q(t)$ possa assumere.

Nei capitoli che seguono si illustrano le procedure adoperate per la stima dell’evento “critico” che ha la probabilità di presentarsi con prefissato periodo di ritorno nella sezione in esame, punto di partenza per la successiva scelta degli interventi da realizzare e le sezioni di canalizzazione da adoperare.

L’obiettivo ultimo difatti del presente studio idrologico è quello di stimare la massima portata relativa alla sezione fissata del corso d’acqua in esame e la probabilità associata che tale portata venga raggiunta o superata per gli assegnati periodi di ritorno.

Si precisa che l’approccio teorico seguito nel presente studio segue quello guida utilizzato nello studio di cui al “Piano Stralcio di Bacino per l’Assetto idrogeologico della Regione Siciliana”, in particolare è identico l’approccio probabilistico sulla stima della piovosità al fine della costruzione della CPP (curva di Possibilità pluviometrica), così come quello sulla stima della capacità di assorbimento del terreno per la determinazione delle perdite idrologiche CN (Curve Number); mentre, data la modesta estensione del bacino sotteso all’area di intervento, per la stima della portata di trasferimento alla sezione di chiusura si è adoperato il metodo razionale, avendo verificato comunque la perfetta congruenza con i risultati ottenibili adoperando il metodo dell’integrale di convoluzione dello ietogramma di progetto sulle superfici isocorrive.

3- LE CURVE DI PROBABILITA’ PLUVIOMETRICA

Lo studio delle piogge intense in un punto della superficie terrestre si concretizza nella determinazione delle cosiddette curve di probabilità pluviometrica.

Queste curve esprimono il legame esistente tra l’altezza di pioggia che cade nella località considerata e la sua durata per un assegnato periodo di ritorno.

Con il termine altezza di precipitazione si indica l'altezza della lama d'acqua che si formerebbe al suolo in un prefissato intervallo di tempo (durata della precipitazione) in assenza di perdite, su una superficie orizzontale ed impermeabile di estensione limitata (al limite infinitesima) sviluppata attorno al punto in oggetto, comunemente misurata in mm; mentre si definisce intensità (media) di precipitazione nella durata d il rapporto tra l'altezza di pioggia h caduta nell'intervallo di durata d e la durata stessa. Nel campo delle piogge intense l'intensità si misura usualmente in mm/ora.

Analizzati i dati di precipitazione osservati nelle stazioni di misura (pluviografi) risulta possibile costruire, per ciascuno degli eventi di pioggia verificatisi nella località in cui è installato lo strumento di rilievo, lo ietogramma, ossia un istogramma che rappresenta per intervalli di tempo di assegnata durata, il valore della altezza (o equivalentemente della intensità) di pioggia verificatisi in ciascuno di tali intervalli.

Ai nostri fini, per la determinazione delle curve di Probabilità Pluviometrica, le informazioni di interesse sono quelle che si ottengono dalle elaborazioni statistiche di tali dati e che permettono di risalire a una serie di osservazioni che per ciascuna durata di pioggia: 1 ora, 3 ore, 6 ore, 12 ore, 24 ore, rappresentano il massimo valore assunto dalla pioggia stessa in ciascun anno di interesse.

Tali elaborazioni sono fornite dal servizio Idrografico e Mareografico Italiano nei cosiddetti annali idrologici, i quali con cadenza annuale appunto riportano i valori massimi annuali delle piogge di pratica utilizzazione ovvero relative alle durate di 1 ora, 3 ore, 6 ore, 12 ore, 24 ore.

La serie di questi dati riferiti ad una certa durata d , $h_{i,d}$ ($i=1,2,\dots,n$), si può considerare come un campione di dimensione N (essendo N il numero complessivo di anni di osservazione) di una variabile casuale.

Attraverso le tecniche proprie della inferenza statistica, si può ricercare la funzione di probabilità più adatta ad interpretare il comportamento di tale variabile casuale.

Trattandosi di valori relativi a dei massimi di osservazione, frequentemente, si trova che la legge di Gumbel, vale a dire la distribuzione asintotica del valore massimo del primo tipo (EV1), risulta particolarmente adatta a interpretare soddisfacentemente tali osservazioni campionarie.

La funzione di distribuzione di tale legge $P(x)$ esprime la probabilità che la generica osservazione risulti minore od uguale ad un certo valore x assegnato, ha la seguente espressione:

$$P(x) = \exp(-\exp(-(x-u_d)/\alpha_d))$$

dove α_d e u_d indicano i parametri della distribuzione che possono essere valutati con una delle tecniche statistiche disponibili (solitamente il metodo dei momenti).

Come noto l'applicazione del metodo dei momenti conduce, alle seguenti espressioni:

$$\alpha_d = 0,78 m_d C_{vd}$$

$$u_d = m_d (1 - 0,45 C_{vd})$$

in cui: m_d C_{vd} rappresentano rispettivamente la media ed il coefficiente di variazione del campione delle precipitazioni di durata d .

Una volta che siano stati valutati tali parametri, si stima l'altezza di pioggia di assegnata durata d e tempo di ritorno T , attraverso la:

$$h_{d,T} = u_d \alpha_d \ln(-\ln(1-1/T))$$

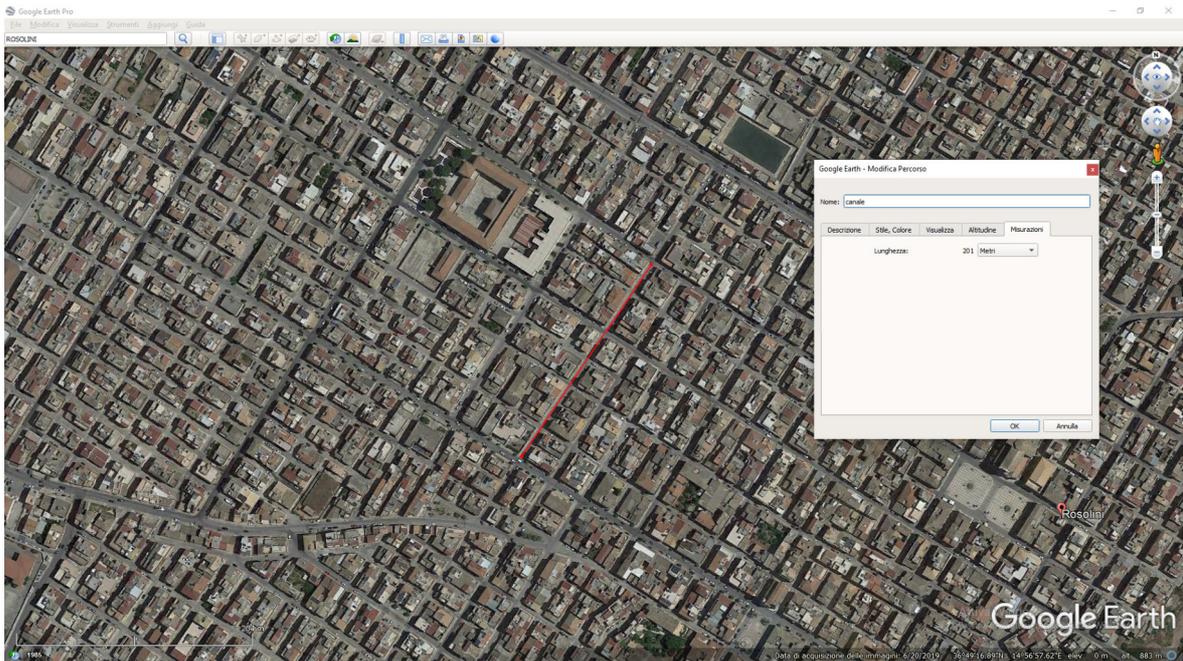
Successivamente posizionati i valori di $h_{d,T}$ così calcolati su un piano bilogarithmico, in cui in ascisse si riportano le durate d ed in ordinata le corrispondenti $h_{d,T}$ si osserva che i punti che corrispondono ad un medesimo valore del tempo di ritorno tendono generalmente a disporsi approssimativamente su di una retta.

Questa osservazione porta ad interpretare le stime della altezza di pioggia di un assegnato tempo di ritorno secondo una legge del tipo Weibull:

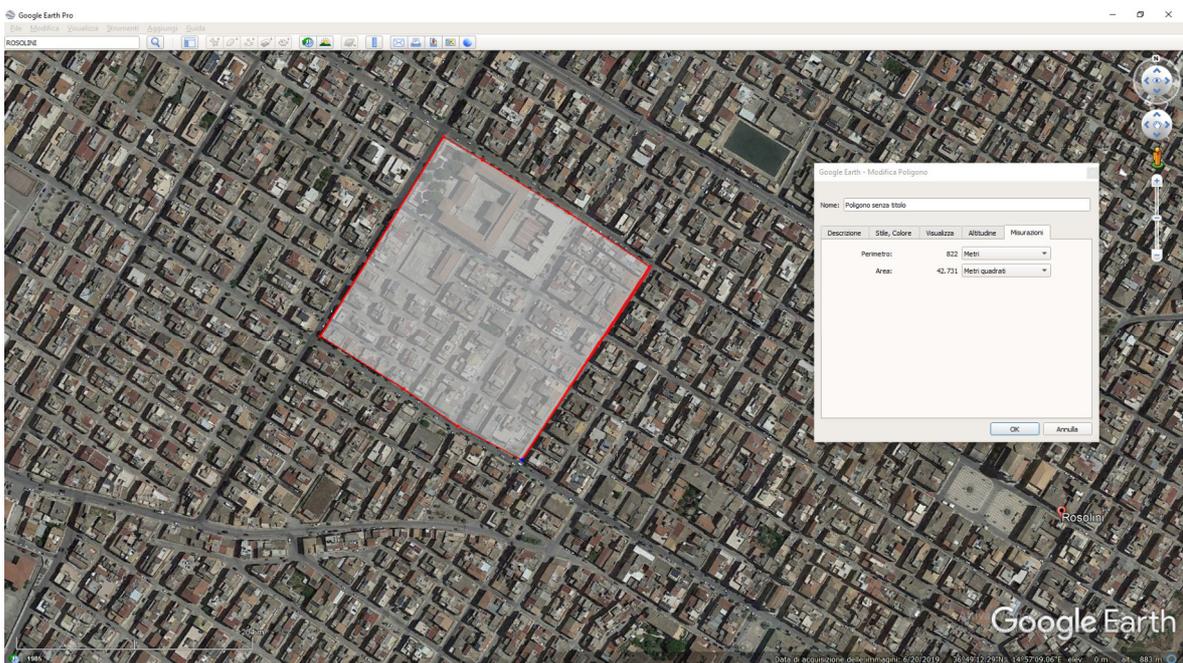
$$h(d,T) = a t^n$$

in cui a ed n ($0 < n < 1$) sono due parametri dipendenti dal tempo di ritorno T .

I parametri predetti vengono usualmente stimati individuando la retta che interpola meglio la stima delle altezze di pioggia di pari tempo di ritorno, cosa che nel caso specifico è stata effettuata agevolmente con il metodo dei minimi quadrati come segue.



Collettore di recapito oggetto di dimensionamento $L=201m = 0,20 Km$



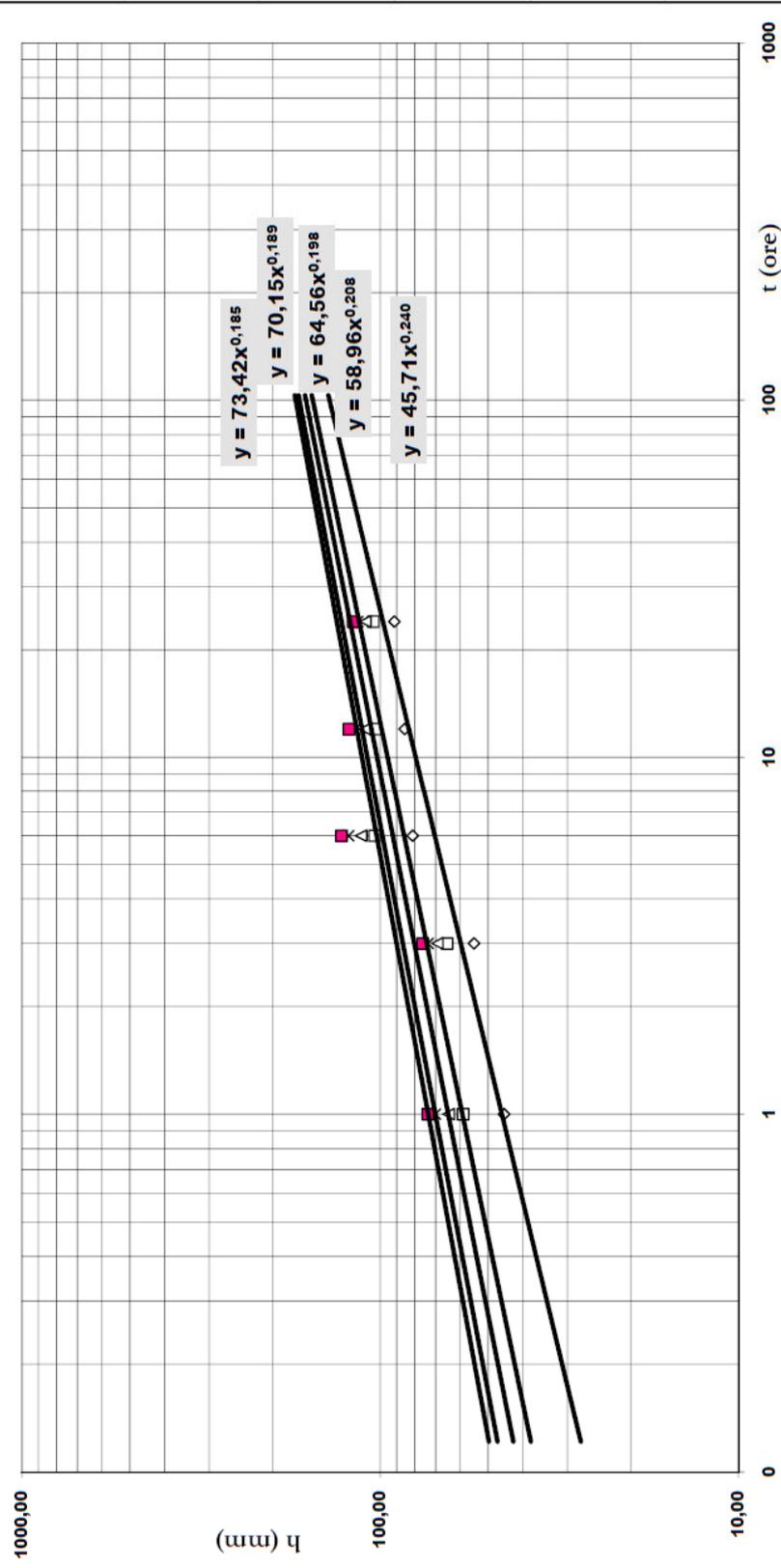
Bacino tributario del collettore di recapito oggetto di dimensionamento $S=42.731mq = 0,042Km^2$

STAZIONE PLUVIOMETRICA MEDIATA										
QUOTA: m s.l.m.m.										
Anni di osservazione 8										
Anno	INTERVALLO DI ORE									
	1		3		6		12		24	
	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$
1	47,00	244,9225	50,80	41,280625	67,60	83,265625	67,60	0,005625	67,60	106,605625
2	30,60	0,5625	52,60	67,650625	80,00	463,325625	90,40	516,425625	90,40	155,625625
3	32,80	2,1025	36,20	66,830625	40,20	333,975625	65,60	4,305625	65,80	147,015625
4	20,00	128,8225	40,20	17,430625	42,60	252,015625	54,60	170,955625	83,60	32,205625
5	25,00	40,3225	44,00	0,140625	51,20	52,925625	52,00	245,705625	64,40	182,925625
6	47,00	244,9225	51,40	49,350625	60,60	4,515625	65,00	7,155625	82,40	20,025625
7	27,00	18,9225	48,80	19,580625	84,00	651,525625	85,20	307,125625	85,20	52,925625
8	21,40	99,0025	31,00	178,890625	41,60	284,765625	61,00	44,555625	84,00	36,905625

N=	8	8	8	8	8
$M = \frac{\sum h_i}{N}$	31,35	44,38	58,48	67,68	77,93
$\sum V^2$	779,58	441,16	2126,32	1296,24	734,24
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum X^2}{N-1}}$	10,55	7,94	17,43	13,61	10,24
$\alpha = 1,283 / \sigma$	0,12	0,16	0,07	0,09	0,13
$\beta = M - 0,5772 / \alpha$	26,60	40,80	50,63	61,55	73,32

npo di ritorno		1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
10 anni	hmax=	45,11 mm	54,73 mm	81,20 mm	85,42 mm	91,28 mm
50 anni	hmax=	58,70 mm	64,95 mm	103,64 mm	102,94 mm	104,46 mm
100 anni	hmax=	64,44 mm	69,27 mm	113,12 mm	110,34 mm	110,04 mm
200 anni	hmax=	70,16 mm	73,57 mm	122,57 mm	117,72 mm	115,59 mm

Curve di Probabilità Pluviometrica Mediata



Attivà V
Passa alim

4- ANDAMENTO TEMPORALE DELLA PIOGGIA DI PROGETTO

Per la completa definizione dello ietogramma di progetto, ovvero della distribuzione temporale della precipitazione, rimane da definire la distribuzione temporale dell'evento meteorico $i = i(t)$ per $0 < t < d$, ovvero la sua variabilità durante il decorso dell'evento.

Tale legge è indeterminata, dato che sulla base della curva di possibilità pluviometrica precedentemente ricavata è possibile ricavare con certezza il solo valore medio della intensità di pioggia nella durata d .

Un possibile approccio per la soluzione di questo problema potrebbe essere quello di analizzare serie pluviometriche eventualmente disponibili (non presenti nel caso specifico), al fine di identificare un eventuale andamento temporale tipo delle precipitazioni del sito in esame, oppure fare riferimento a modelli ad intensità variabili ma ricavati su realtà fisico climatiche differenti (modello Chicago, Wallingford et al.).

Una seconda possibilità, perseguita nel caso specifico, prassi comune in tutti i casi di bacini idrografici carenti di informazioni pluviografiche corredate da informazioni sul deflusso, è quella di utilizzare ietogrammi sintetici, fra cui quello ad intensità costante, con il quale si assume che la intensità di pioggia sia costante durante l'evoluzione temporale del fenomeno **$i(t,T) = \text{cost.}$** e congruente con il valore medio fornito dalla curva di probabilità pluviometrica.

5- RAGGUAGLIO DELLA PIOGGIA ALL'AREA

L'osservazione sperimentale delle piogge intense mostra che all'interno di una area assegnata, l'intensità di precipitazione durante un certo evento risulta variabile da punto a punto in misura spesso accentuata, e tanto più accentuata quanto maggiore è l'estensione dell'area esaminata.

Per questa ragione si usa in pratica considerare dei coefficienti che permettano di ragguagliare le piogge ricavate secondo le procedure precedentemente enunciate all'area di specifico interesse idrologico. Per passare dall'informazione puntuale a quella areale, per valutare cioè la media delle massime precipitazioni di durata t su tutta l'area A del bacino tributario relativo alla sezione di interesse, la stima del coefficiente di ragguaglio $R(t, A)$ all'area può essere effettuata con il metodo DEWC (1981). In esso i valori del coefficiente $R(t, A)$ sono forniti dalla relazione:

$$R(t, A) = 1 - a \cdot t^b$$

dove:

- t è la durata di pioggia misurata in ore;
- a e b sono due parametri che dipendono dall'area A del bacino idrografico considerato.

Per bacini di superficie $A \leq 20 \text{ km}^2$ tali parametri vengono calcolati attraverso le relazioni:

$$a = 0,0394 A^{0,354}$$

$$b = 0,4000 - 0,0208 \ln(4,6 - \ln A)$$

Nel caso specifico, il coefficiente di ragguglio, adoperato nelle elaborazioni, data la scarsità di informazioni presenti sul bacino è stato assunto a vantaggio di sicurezza pari a $R(t, A) = 1$.

6- MODELLO DI PIOGGIA NETTA ADOPERATO

Quando durante una precipitazione piovosa di notevole intensità la quantità di acqua che cade sul suolo supera abbondantemente quella che contemporaneamente passa nell'atmosfera per evotraspirazione, nella rete idrografica si verifica un progressivo incremento di livelli idrici che caratterizza gli stati di piena del fiume.

In via molto schematica si può ritenere che la formazione dei deflussi di piena avvenga attraverso quattro distinti meccanismi:

- afflusso diretto,
- deflusso superficiale,
- deflusso ipodermico,
- deflusso profondo.

Appare immediatamente chiaro che il meccanismo ed i tempi con cui gli afflussi si trasformano in deflussi è totalmente differente per le componenti che raggiungono rapidamente il corso d'acqua (afflussi diretti e deflussi superficiali e ipodermici) e per la componente sotterranea che è estremamente più lenta.

Mentre la formazione dei deflussi superficiali a partire dalle precipitazioni si riesce a rappresentare in maniera soddisfacente anche con modelli poco complessi, ben più ardua risulta la modellazione dei deflussi profondi.

Per questa ragione e tenuto conto che, salvo situazioni eccezionalmente particolari, la componente superficiale dei deflussi è di gran lunga superiore è più importante ai fini della determinazione della portata di piena a seguito di eventi meteorologici intensi, di quella profonda, i modelli di uso più ricorrente tengono in conto la sola componente superficiale dell'onda di piena, come previsto nel presente studio, e vengono appunto indicati con il nome di modelli di piena.

In particolare tra tali modelli i più semplici, e maggiormente praticati sono quelli relativi alla antica tradizione della ingegneria idraulica, tra questi il più noto è il metodo dell'indice ϕ e quello del Curve Number che risulta una evoluzione del primo. Nel caso specifico il metodo utilizzato è il metodo del Curve Number del Soil Conservation Service (SCS-CN).

Il coefficiente di deflusso viene calcolato attraverso la relazione:

$$\phi = \frac{P_{netta}}{P} =$$

dove i valori di P_{netta} e P sono stati ricavati secondo le indicazioni dettate dal metodo del CN.

Il modello di pioggia netta Curve Number introdotto dal Soil Conservation Service (SCS), che ha conosciuto notevole diffusione negli Stati Uniti d'America soprattutto grazie alla notevole mole di dati forniti dallo stesso SCS per la taratura del modello sull'intero territorio federale, risulta essere estremamente valido anche per il territorio italiano e comunque di estrema diffusione applicativa.

Secondo tale modello, il volume specifico (altezza) di pioggia netta P_{netta} , dall'inizio dell'evento meteorico fino all'istante generico t , risulta legato al volume specifico (altezza) di pioggia lorda P , caduta nel medesimo intervallo temporale, dalla relazione:

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

nella quale il parametro S rappresenta la quantità d'acqua immagazzinabile nel bacino (nel terreno) ed è espresso dalla relazione:

$$S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) =$$

ed I_a è la cosiddetta perdita iniziale, vale a dire quel valore limite di altezza di pioggia che il terreno può trattenere nella fase iniziale di pioggia senza che si abbia produzione di deflusso.

La perdita iniziale I_a viene stimata, in mancanza di altre informazioni, attraverso la relazione consigliata dall'SCS, come una aliquota del parametro S:

$$I_a = 0.2 \cdot S =$$

Per la definizione del parametro CN (curve number) caratteristico del tipo di terreno si è seguito l'indicazione della letteratura specifica proposta dal SCS.

Tale indice è un numero adimensionale, compreso tra 0 e 100, funzione di:

- natura del suolo,
- tipo di copertura vegetale,
- condizioni di umidità del suolo stesso antecedenti la precipitazione.

Per quanto riguarda il primo fattore il SCS ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A,B,C,D) sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento.

In una seconda tabella sono riportati per tali gruppi i valori del parametro CN corrispondenti a diverse tipologie di uso del suolo.

Mentre per quanto riguarda l'influenza dello stato di imbibimento del suolo all'inizio dell'evento meteorico, il metodo individua tre classi caratterizzate da differenti condizioni iniziali (AMC Antecedent Moisture Condition) a seconda del valore di pioggia caduto nei cinque giorni precedenti l'evento meteorico. Nel caso di condizioni di imbibimento medie all'inizio dell'evento meteorico, il valore del CN è dato dalla tabella seguente a seconda del solo tipo di suolo e di tipo di copertura "uso del suolo".

Tipo di copertura (uso del suolo)	TIPO DI SUOLO			
	A	B	C	D
TERRENO COLTIVATO				
senza trattamento di conservazione	72	81	88	91
con interventi di conservazione	62	71	78	81
TERRENO DA PASCOLO				
cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
PRATERIE				
buone condizioni	30	58	71	78
TERRENI BOSCOSSI O FORESTATI				
terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI				
buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
AREE COMMERCIALI (Impermeabilità 85%)	89	92	94	95
DISTRETTI INDUSTRIALI (Imp. 72%)	81	88	91	93
AREE RESIDENZIALI				
Impermeabilità media	%	77	85	90
	65	61	75	83
	38	57	72	81
	30	54	70	80
	25	51	68	79
PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI, TETTI	98	98	98	98
STRADE				
Pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	
Inghialate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	77	82	87	89

Valori del parametro CN per stato di imbibimento iniziale medio.

Il bacino urbano in oggetto, sulla base di sopralluoghi effettuati in sede di analisi preliminare agli interventi e dalla documentazione fornita dalla amministrazione comunale è stato considerato, a vantaggio di sicurezza, come appartenente "mediamente" ai suoli "gruppo C" le cui caratteristiche, per le aree residenziali, vengono di seguito riportate:

Gruppo C: Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta. Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali. Scarsa capacità di infiltrazione e saturazione.

In particolare, in sicurezza, si considera un uso del suolo misto per cui si ricava: CN II= 80

Da cui deriva un valore di ϕ definito dalla equazione del Curve Number pari a $\phi = 0,72$.

In via cautelativa, in virtù di esperienze specifiche di settore, ed in linea con i valori bibliografici propri della zona in esame, si sovrastima il valore ricavato sperimentalmente attribuendone il valore pari a $\phi=0,75$

7- CARATTERISTICHE MORFOMETRICHE DEL BACINO

Per caratteristiche morfometriche di un bacino si intendono l'insieme dei parametri che lo caratterizzano, attraverso la cui misurazione e il relativo calcolo, permettono al tecnico di caratterizzare fisicamente il bacino stesso e poterne trarre indicazioni in merito alla sua modellazione idrologica ed idraulica.

Nella fattispecie la delimitazione del bacino idrografico è stata effettuata avvalendosi della cartografia in scala 1:10.000, ed ortofoto, e sono stati misurati l'area A, il perimetro P della superficie topografica, la lunghezza del percorso principale L ovvero del percorso idraulico più lungo, la pendenza media i_v , la pendenza media del percorso principale i_a .

E' stata in ultimo ricavata la curva ipsografica del bacino, dalla quota massima, H_{max} , alla sezione di chiusura H_0 e si è calcolata l'altitudine media, H_m , come quota di compenso della curva stessa.

Bacino	
Area A (km ²)	Vedi tabulati
Dislivello Medio (m)	//
Altitudine massima H_{max} (m s. m.)	//
Altitudine sezione di chiusura H_0 (m s. m.)	//
Altitudine media H_{media} (m s. m.)	//
Lunghezza asta principale L (km)	//

8- STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Per il calcolo del tempo di corrivazione del bacino sotteso alla fissata sezione di chiusura, il sottoscritto ritiene opportuno adoperare, tra le numerose correlazioni presenti in letteratura, un valore medio di quelle ritenute più appropriate al bacino in esame, nonché più diffuse, nel seguito riportate, per poi desumerne quale tempo di corrivazione del bacino il valore medio ritenuto, razionalmente, un ottimo compromesso anche in termini di sicurezza della soluzione:

Formula di Giandotti

$$t_c = \frac{4 \cdot A^{0.5} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot (Q_{med} - Q_{min})^{0.5}}$$

Formula Pezzoli

$$t_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_a}}$$

Formula di Ventura

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_a}}$$

Formula di Viparelli

$$t_c = \frac{L}{3.5 \cdot V}$$

Ai fini del calcolo, dallo scrivente, si è adoperato, il valore medio dei diversi metodi adoperati.

Nella tabella che segue vengono riportati risultati ottenuti.

Tempo di corrvazione (ore)					
Giandotti	Pezzoli	Ventura		Viparelli	Medio
Vedi tab.	Vedi tab.	Vedi tab.		Vedi tab	Vedi tab

Ai fini del calcolo, dallo scrivente, si è adoperato, il valore medio dei diversi metodi adoperati.

9- PLUVIOGRAMMA DI CALCOLO

I pluviogrammi sintetici di calcolo adoperati, come accennato nei capitoli precedenti, data la scarsità di informazioni in merito alla meteorologia dei bacini di interesse, supportati comunque dalle modeste estensioni degli stessi, e sulla scorta delle indicazioni dettate nella relazione generale del P.A.I. Regione Siciliana, sono relativi a piogge con tempi di ritorno pari a 50 anni, 100 anni e 200 anni da cui con le ipotesi fatte si desume che le relative portate derivanti siano anch'esse relative a tempi di ritorno eguali (Tr= 50-100-200 anni).

Nello specifico la trasformazione afflussi-deflussi è stata simulata con:

- ***h(t_c,50 anni); i(t_c,50 anni)***
- ***h(t_c,100 anni); i(t_c,100 anni)***
- ***h(t_c,200 anni); i(t_c,200 anni)***

costante dall'istante iniziale della precipitazione fino al suo termine coincidente con il tempo di corrivazione calcolato secondo la formulazione indicata in precedenza, in cui si raggiunge il massimo della portata.

10- FORMAZIONE DEL DEFLUSSO DI PIENA

Per la stima della portata di piena relativa alla sezione di chiusura del torrente, si è fatto riferimento ad un modello afflussi deflussi derivato dal modello cinematico o della corrivazione.

Tale modello si basa sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente alla trasformazione della massa idrica.
- ogni singola goccia di pioggia si muove sul bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dalla posizione in cui essa è caduta.
- la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce.
- la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura.

Sotto tali ipotesi, nel caso di pioggia di intensità costante $i(t) = \text{cost.}$, è immediato rendersi conto che la portata massima derivante da un evento meteorologico intenso è quella che si ottiene da una pioggia di durata pari al tempo di corrivazione del bacino.

Infatti se consideriamo la generica precipitazione di durata maggiore del tempo di corrivazione del bacino $d > t_c$, dal modello cinematico si ha che la portata al colmo q_{\max} conseguente ad una pioggia di intensità costante e di durata superiore a t_c si verifica dopo un tempo t_c dall'inizio del fenomeno e vale:

$$q_{\max} = \phi i S$$

avendo indicato con ϕ il coefficiente di afflusso precedentemente determinato, e con S la superficie del bacino tributario in oggetto, dove per la determinazione del tempo di corrivazione del bacino tributario relativo alla sezione di chiusura considerata si è fatto uso delle considerazioni espone nei capitoli precedenti.

Di conseguenza essendo $i(d_1, T) < i(t_c, T)$ per $d_1 > t_c$ si può concludere che la pioggia di durata $d_1 > t_c$ da luogo ad una portata al colmo inferiore a quella prodotta dalla pioggia di durata t_c .

Più complessa risulta l'analisi degli effetti di piogge di durata inferiore a t_c .

In tali casi, sempre in base alla schematizzazione cinematica, il valore della portata al colmo non è più esprimibile attraverso la relazione $q_{max} = \phi i S$, ma risulta inferiore al valore fornito da questa espressione per $i=i(d_2, T)$, in misura dipendente sia dalla durata d_2 che dalla forma della curva area-tempi del bacino.

E ciò in ragione del fatto che alla formazione della portata di colmo contribuisce solo una parte del bacino tanto più piccola quanto minore è la durata d_2 della precipitazione rispetto al tempo di corrivazione t_c .

Si può dunque ragionevolmente assumere che la pioggia critica sia quella di durata pari al tempo di corrivazione del bacino tributario $q_{max} = q(t_c)$.

Se si ammette poi, come prassi comune, che al valore della portata al colmo conseguente a tale pioggia possa essere associato un tempo di ritorno pari a quello della curva di possibilità pluviometrica da cui deriva, si risolve il problema della stima indiretta della portata di piena per assegnato periodo di ritorno $q = q_{max}(T)$.

Nella tabella che segue viene illustrato il riassunto delle elaborazioni svolte e i valori risultanti della stima della portata di piena nella sezioni di chiusura $Q = 1,53 \text{ mc/sec}$.

DETERMINAZIONE PORTATA MASSIMA

BACINO: COLLETTORE URBANO PRINCIPALE
 SEZIONE: CHIUSURA COLLETTORE

DATI SUL BACINO IMBRIFERO URBANO

Superficie scolante	A=		0,04 Km ²
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=		0,20 Km
Quota massima	zmax=		155,00 m
Quota minima	zmin=		148,00 m
Quota media	Zmed=		151,50 m
Dislivello medio	ΔH=		3,50 m
pend. Media	im		0,05 m/m

Tempo di corrivazione:

Giandotti			tc= 0,73 ore
Viparelli	0,08 m/sec		tc= 0,73 ore
Pezzoli			tc= 0,05 ore
Ventura			tc= 0,11 ore
MEDIA DEI PRECEDENTI			tc= 0,41 ore

Deflusso	Φ= 0,75		Giandotti				Viparelli				
	Tr	a	n	tc	h	ic	Q	tc	h	ic	Q
10	63,8300	0,3370	0,73	57,54	78,29	0,65	0,73	57,43	78,57	0,65	
50	85,2300	0,3500	0,73	76,52	104,12	0,87	0,73	76,38	104,48	0,87	
100	94,2700	0,3540	0,73	84,53	115,02	0,96	0,73	84,37	115,42	0,96	
200	103,2000	0,3570	0,73	92,46	125,80	1,05	0,73	92,28	126,24	1,05	
300	108,5000	0,3580	0,73	97,17	132,22	1,10	0,73	96,99	132,68	1,11	

Deflusso	Φ= 0,75		Pezzoli				Ventura				
	Tr	a	n	tc	h	ic	Q	tc	h	ic	Q
10	63,8300	0,3370	0,05	23,13	470,21	3,92	0,11	30,68	269,70	2,25	
50	85,2300	0,3500	0,05	29,70	603,74	5,03	0,11	39,83	350,08	2,92	
100	94,2700	0,3540	0,05	32,46	659,78	5,50	0,11	43,67	383,86	3,20	
200	103,2000	0,3570	0,05	35,21	715,79	5,96	0,11	47,50	417,49	3,48	
300	108,5000	0,3580	0,05	36,91	750,28	6,25	0,11	49,83	437,98	3,65	

Deflusso	Φ= 0,75		CON CORRIVAZIONE MEDIA				
	Tr	a	n	tc	h	ic	Q
10	63,8300	0,3370		0,41	47,16	115,80	0,96
50	85,2300	0,3500		0,41	62,24	152,83	1,27
100	94,2700	0,3540		0,41	68,59	168,43	1,40
200	103,2000	0,3570		0,41	74,88	183,89	1,53

11- ANALISI IDRAULICA DELLE CANALIZZAZIONI STRADALI

Per la verifica delle differenti canalizzazioni di smaltimento (colettori circolari principali) si sono utilizzate le teorie e le conseguenti formule di indiscussa validità presenti in tutti i testi di letteratura specialistica.

Nella generalità dei casi una corrente in condizioni quasi stazionarie (caratterizzata da invarianza dei parametri rispetto al tempo) si muove in condizioni di moto uniforme se la distribuzione delle velocità puntuali si mantiene uguale in tutte le sue sezioni trasversali; in condizioni di moto uniforme la velocità media della corrente assume quindi lo stesso valore in tutte le sezioni della canalizzazione. Ne deriva da ciò che una condizione necessaria, ma non per questo sufficiente, perché si abbia moto uniforme è che la canalizzazione sia prismatica (pendenza e sezione trasversale invariante nel dominio dello spazio e del tempo).

L'equazione di continuità applicata al moto permanente a densità costante, aggiunta alla condizione di uniformità del moto comporta l'invarianza della sezione bagnata (sezione costante) che, data la forma prismatica dell'alveo, si traduce in invarianza del tirante idrico.

Si può dunque riassumere a caratterizzazione del moto uniforme che, in tali condizioni di moto, la linea piezometrica della corrente risulta parallela alla linea di fondo e conseguentemente la cadente J risulta uguale alla pendenza del canale. La cadente J risulta così legata alla velocità media della corrente ed alle caratteristiche geometriche e di scabrezza della canalizzazione, le relazioni che esprimono questa condizione di moto, perfettamente adattabili al caso specifico, prendono il nome di relazioni di moto uniforme. La formula generalmente impegnata per le correnti a pelo libero in moto uniforme appunto è la formula di Chézy:

$$v = \chi \sqrt{R \cdot i}$$

dove

v = la velocità media del fluido in m/sec,

χ = coefficiente di conduttanza funzione di: scabrezza omogenea equivalente, ϵ in mm; dal numero di Reynolds, Re, e dal coefficiente di forma del canale (uguale ad 1 per la sezione circolare).

i = pendenza in m/m;

R = il raggio idraulico definito come rapporto tra la superficie della sezione del flusso A, ed il contorno dello stesso che tocca il canale, P;

In generale la forma della funzione χ data da Colebrook- Marchi è data da:

$$\chi = 5,7 \log \left(\frac{\chi}{\varphi Re} + \frac{\varepsilon}{13,3R\varphi} \right)$$

Nel caso molto frequente, di moto assolutamente turbolento, come nel nostro collettore, si annulla la dipendenza del coefficiente di conduttanza dal numero di Reynolds, e trovano validità delle formule empiriche che legano il coefficiente di conduttanza alla sola scabrezza delle pareti ed al raggio idraulico quali quella di Bazin che segue, adoperata nelle elaborazioni svolte nel caso specifico.

$$\chi_B = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

Agli effetti pratici le differenti formule esistenti, parimenti a quella di Bazin, hanno importanza secondaria rispetto all'assunzione del valore da assegnare al parametro di scabrezza.

E' peraltro opinione diffusa nel campo dei canali di scolo a cielo aperto che le differenti formulazioni e specificatamente la formula di Bazin possano essere impiegate anche nel campo del moto turbolento di transizione per il quale, a rigore di logica, dovrebbe essere applicata la formula completa di Colebrook-Marchi. Per quanto attiene ai valori del parametro di scabrezza da assegnare, esso deve rappresentare la natura, lo stato di conservazione e di impiego del materiale costituenti le pareti del canale. Nello specifico delle canalizzazioni a cielo aperto occorre osservare che le caratteristiche di scabrezza, in condizioni di materiale nuovo, delle superfici destinate a venire a contatto con portate frammiste a terra, risultano poco realistiche, di fatti con l'immediato esercizio, sul fondo e sulle pareti si forma una pellicola che insieme ai depositi determina una scabrezza pari a quella di tubi vecchi.

Nei fatti, nelle elaborazioni svolte, si è tenuto conto della scabrezza a soli canali usati; si rinvia dunque ai tabulati allegati per le elaborazioni e le verifiche di dimensionamento eseguite.

I criteri guida per la verifica idraulica delle opere, sono stati assunti conformemente alle più recenti indicazioni legislative tecniche per opere similari ovvero:

- Valore della portata da assumere per la verifica delle opere è fissato pari a quello corrispondente ad un periodo di ritorno massimo di T = 200 anni;
- Coefficiente di afflusso cautelativamente assunto pari a $\phi = 0.75$

SCALA DELLE PORTATE UNIFORMI- SEZ. CIRCOLARE

SEZIONE: CONDOTTA CIRCOLARE

PORTATA 1,53 mc/sec

Dati sulla sezione:

Tipo sezione: CIRCOLARE

TUBAZIONE: PEAD

Diametro interno: 0,70 m

Coeffic. di Bazin 0,23

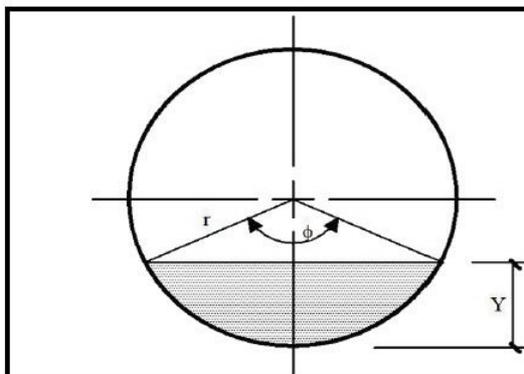
FORMULE UTILIZZATE

$$Q_0 = A_0 \times \chi_0 \times \sqrt{R_0 * i} \quad \text{Chezy}$$

$$\chi_0 = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad \text{Bazin}$$

Calcolo portata per pendenza $i = 0,0300$

N°	Y (m)	ϕ (rad)	A (mq)	%	C (m)	R (m)	χ (\sqrt{m}/secq)	Q/i (mc/sec)	Q (mc/sec)	V (m/sec)
0	0,00000	0,0000	0,0000	0,000	0,0000	0,0000	0,00	0,0000	0,000	0,000
1	0,03500	0,9021	0,0072	0,050	0,3157	0,0228	34,47	0,0374	0,006	0,901
2	0,07000	1,2870	0,0200	0,100	0,4505	0,0445	41,61	0,1757	0,030	1,520
3	0,10500	1,5908	0,0362	0,150	0,5568	0,0650	45,74	0,4222	0,073	2,020
4	0,14000	1,8546	0,0548	0,200	0,6491	0,0844	48,56	0,7731	0,134	2,444
5	0,17500	2,0944	0,0752	0,250	0,7330	0,1026	50,64	1,2207	0,211	2,810
6	0,21000	2,3186	0,0971	0,300	0,8115	0,1197	52,26	1,7552	0,304	3,131
7	0,24500	2,5322	0,1200	0,350	0,8863	0,1354	53,54	2,3653	0,410	3,413
8	0,28000	2,7389	0,1438	0,400	0,9586	0,1500	54,58	3,0384	0,526	3,661
9	0,31500	2,9413	0,1680	0,450	1,0294	0,1632	55,44	3,7610	0,651	3,878
10	0,35000	3,1416	0,1924	0,500	1,0996	0,1750	56,14	4,5187	0,783	4,067
11	0,38500	3,3419	0,2169	0,550	1,1697	0,1854	56,71	5,2961	0,917	4,230
12	0,42000	3,5443	0,2411	0,600	1,2405	0,1944	57,17	6,0767	1,053	4,366
13	0,45500	3,7510	0,2648	0,650	1,3128	0,2017	57,54	6,8425	1,185	4,476
14	0,49000	3,9646	0,2877	0,700	1,3876	0,2074	57,80	7,5741	1,312	4,559
15	0,52500	4,1888	0,3096	0,750	1,4661	0,2112	57,98	8,2494	1,429	4,615
16	0,56000	4,4286	0,3301	0,800	1,5500	0,2129	58,06	8,8428	1,532	4,641
17	0,59500	4,6924	0,3486	0,850	1,6423	0,2123	58,03	9,3220	1,615	4,631
18	0,63000	4,9962	0,3648	0,900	1,7487	0,2086	57,86	9,6418	1,670	4,578
19	0,66500	5,3811	0,3777	0,950	1,8834	0,2005	57,48	9,7199	1,684	4,458
20	0,70000	6,2832	0,3848	1,000	2,1991	0,1750	56,14	9,0375	1,565	4,067



$$Y = r \times \left(1 - \cos\left(\frac{\phi}{2}\right)\right)$$

$$A = \frac{r^2}{2} \times (\phi - \sin \phi)$$

$$C = r \times \phi$$

$$R = \frac{A}{C}$$

$$\% = \frac{Y}{2 \times r}$$

DIAGRAMMA DI DEFLUSSO - SEZ. CIRCOLARE

