

OGGETTO:

**MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELLA VIABILITA', SISTEMI DI DRENAGGIO E
REGIMAZIONE DELLE ACQUE, OPERE PROVVISORIE DI COPERTURA E
RETE DI CAPTAZIONE BIOGAS PRESSO LA
DISCARICA DI SANT'ARCANGELO TRIMONTE (BN)**

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato:

RELAZIONE IDRAULICA E IDROLOGICA

Tav:

PE_B.2.6_RTS.R

Elaborato in data:
Febbraio 2019

Il Progettista

Dott. Ing. Paolo Vignarelli



Pres. d'atto
Approvato con Deliberazione n. 95 del 17 MAG. 2019
Adottata dal Presidente della Provincia di Benevento
Il Segretario Generale
Dott. Franco Nardone

VALIDATO IL
IL RESPONSABILE UNICO
DEL PROCEDIMENTO
(Arch. Nazzarano Giovanni SCOCCA)

Ed	Data	Revisore	Descrizione	Approvazione Committente
A	Febbraio 2019			

SOMMARIO

1. PREMESSE.....	1
2. RETE DRENAGGIO ACQUE BIANCHE E GRIGIE	1
2.1. Progettazione dell’opera idraulica	2
2.2. Legge di probabilità pluviometrica	4
2.3. Determinazione delle massime portate pluviali	4
2.4. Metodo di calcolo.....	5
2.5. Verifiche.....	7
3. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI	9
3.1. Caratteristiche geometriche del canale	9
3.2. Determinazione della massima portata pluviale	9
3.3. Verifica idraulica	10
4. CONCLUSIONI.....	11

1. PREMESSE

Nel presente elaborato vengono trattati i temi relativi ai dimensionamenti idraulici dei sistemi di regimazione delle acque superficiali.

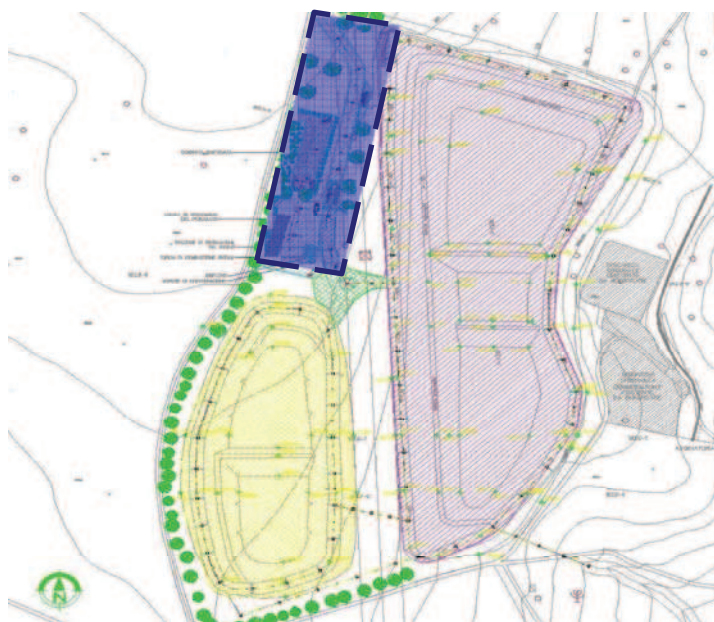
Più esattamente, si fa riferimento all’elaborato del progetto esecutivo della discarica (Elaborato 07750-017R03E01, Relazione 03, Relazione Idraulica e Idrologica – a firma dell’ing. Adelio Pagotto e dell’Ing Stefano Veggi) per ciò che concerne la definizione della legge di pioggia e, sulla base di questa, si verifica il canale di guardia idraulica posto a valle del Lotto 1 ed oggetto degli interventi di rifacimento.

2. RETE DRENAGGIO ACQUE BIANCHE E GRIGIE

L’infrastrutturazione del piazzale di ingresso con la disposizione di tutti gli elementi impiantistici non può prescindere dalla realizzazione di una rete di drenaggio delle acque bianche e grigie.

Le acque bianche sono quelle che dilavano le superfici verdi o comunque esterne ed in fregio all’area della discarica che troveranno recapito nel reticolo idrografico naturale.

Le acque grigie sono quelle che dilavano i piazzali, i parcheggi e le strade ovvero superfici sottoposte al deposito di polveri e ad eventuali perdite di olii e grassi dai veicoli in transito.



Dal progetto esecutivo citato in premessa si evince quanto segue:

Ai sensi della normativa vigente nella presente progettazione sono state ritenute acque di prima pioggia le “prime” acque di corrivazione generate dal sottobacino evidenziato dal rettangolo blu di estensione pari a circa 7.000 mq è il piazzale in cui risulteranno insediati gli uffici e i locali funzionali alle attività di coltivazione della discarica compresi i parcheggi e le cisterne di raccolta dei percolati, i lavaggi ruote degli automezzi di accesso al sito.

Al sottobacino corrispondente all’area retinata in color Giallo – vasca ovest -, e Magenta –vasca est- di estensione rispettivamente pari a circa:

- 3 ha vasca ovest
- 6 ha vasca est

competono attività legate alla fruizione ordinaria del comparto: in tal senso non si ritiene che le acque di corrivazione generate dai suddetti comparti siano da ritenersi in qualche modo potenzialmente contaminabili.

Nella presente relazione si è provveduto a progettare e a verificare il funzionamento del canale di guardia posto a valle del Lotto 1 attraverso il quale si verifica il drenaggio delle acque meteoriche provenienti, appunto, dal piazzale uffici.

Si è applicata una metodologia di lavoro largamente consolidata in materia, che può essere così sintetizzata :

1. Definizione delle piogge critiche mediate sul territorio oggetto dell’intervento, ottenute elaborando le serie storiche reperite negli annali idrografici delle precipitazioni intense (cioè di forte intensità e breve durata).
2. Caratterizzazione idrologica dei bacini che si traduce nello studio delle condizioni dei suoli e loro comportamento nei confronti delle acque che ivi defluiscono.
3. Trasformazione afflussi-deflussi utilizzando un modello matematico in grado di simulare il comportamento reale dei bacini oggetto di verifica, si tratta di uno strumento che consente per ogni pioggia considerata di riprodurre le portate che si producono su un bacino di date caratteristiche;
4. Progettazione di massima della rete utilizzando una metodologia “sintetica” basata sull’equazione di Chezy supponendo, cioè, il funzionamento in moto uniforme della rete di drenaggio urbano.
5. Verifica dell’ufficiosità idraulica dei collettori che drenano le portate prodottesi e calcolate per ogni bacino oggetto di studio.

Relativamente alle verifiche del dimensionamento del canale di guardia, in analogia con il progetto originario, si è verificato che il dimensionamento possa far fronte a piogge con tempo di ritorno pari a 20 anni senza creare rigurgiti e/o esondazioni ancorché localizzate.

Il tempo di ritorno (TR) esprime la probabilità che una meteora possa verificarsi in un dato arco temporale: più elevato è il TR minore è la possibilità che un evento possa mettere in criticità una data infrastruttura in corso di progettazione.

2.1. Progettazione dell’opera idraulica

La modellazione matematica dei fenomeni idrologici-idraulici innescati dalle precipitazioni su un bacino urbano può assumere caratteri molto diversificati in relazione ai problemi da risolvere.

Un modello matematico, che voglia rappresentare esattamente i processi che determinano la formazione dei deflussi di piena in una fognatura, presuppone la conoscenza approfondita e sicura

della distribuzione spaziale e temporale delle piogge sul bacino e del comportamento di ogni singola parte di quest'ultimo.

Per la simulazione comunque dettagliata dei fenomeni, è sufficiente l'uso di modelli matematici semplici che possano rappresentare, in maniera approssimativamente equivalente, il comportamento globale del bacino presentando, però, il vantaggio della semplicità e della possibilità di essere definiti in maniera inequivocabile.

I modelli semplici di progetto indirizzati alla stima della portata al colmo, sono quelli che, avendo una struttura molto semplice e un limitato numero di parametri, consentono di stimare la suddetta portata in funzione di grandezze descrittive dei fenomeni idrologici e idraulici che hanno in via di principio un preciso significato fisico, e che pertanto sono divenuti giustamente gli strumenti più diffusi nella pratica progettuale.

Essi sono in grado di rappresentare sia pure in modo assai sintetico, i numerosi e complessi fenomeni di natura idrologica e idraulica che hanno sede in un bacino urbano nel corso delle precipitazioni, con lo scopo precipuo di valutare il massimo picco delle portate defluenti.

Ai pochi parametri che caratterizzano questi modelli è quindi demandato il compito di riassumere tutti i fenomeni che si presentano da quando la precipitazione inizia a interessare il bacino fino a quando giunge a defluire nella sezione considerata. Tali modelli passano attraverso le seguenti due fasi:

1. determinazione della legge di probabilità pluviometrica con assegnato periodo di ritorno;
2. ragguaglio sull'area del bacino della precipitazione.

La prima fase sintetizza lo sforzo tendente a determinare gli eventi meteorici critici che si potranno verificare sul bacino, con assegnata probabilità, in base ai dati pluviometrici registrati nell'area. Mentre la seconda fase riassume le modalità di evoluzione nel tempo delle portate nella complessa geometria delle superfici versanti, dei condotti e delle opere d'arte che costituiscono nel loro insieme la rete fognaria.

La valutazione di detti elementi è avvenuta prendendo a riferimento come parametro base il periodo di ritorno da assegnare alle opere.

Alla base del metodo di trasformazione degli afflussi in deflussi vi è il concetto fondamentale di considerare gli eventi di piena, con assegnato tempo di ritorno T , come dovuti a precipitazioni di pari T e durata dell'ordine del tempo critico del bacino sotteso alla sezione considerata, posta pari al tempo di ritardo.

Il primo metodo utilizza le curve di probabilità pluviometrica di tipo monomio:

$$h_{t,T} = a_t \cdot t^n$$

dove:

- $h_{t,T}$ è la massima altezza di pioggia di durata t con periodo di ritorno T , espressa in mm;
- t è la durata della pioggia in ore;
- a_t ed n sono parametri dipendenti da t e T .

I dati vengono elaborati assumendo che la variabile $h_{t,T}$ sia distribuita secondo la legge di Gumbel.

2.2. Legge di probabilità pluviometrica

L’analisi statistica delle precipitazioni di forte intensità e breve durata ($d < 1h$), mediato sul territorio interessato dalla suddetta realizzazione progettuale ha portato all’individuazione dei seguenti valori dei parametri della curva di possibilità climatica:

Tabella 1: Parametri medi curva di possibilità pluviometrica

Tempo di ritorno [anni]	Parametro “a” [mm/h]	Parametro “n” [-]
20	45	0.256

2.3. Determinazione delle massime portate pluviali

Fissata la legge di pioggia ed il periodo di ritorno a cui far riferimento nel proporzionare le opere, si sono trasformati gli elementi di afflusso in deflusso, tenendo presente che non tutta la pioggia che cade su di un bacino si trasforma in deflusso nella rete fognaria. Le principali cause di sottrazione sono:

- l'intercettazione ed evaporazione a causa della vegetazione;
- l'evapotraspirazione;
- l'infiltrazione nei suoli permeabili.

Nei modelli indirizzati alla valutazione della massima portata al colmo pertanto è molto diffuso l'uso di determinare il pluviogramma di pioggia efficace ai fini del deflusso per proporzionalità col pluviogramma di progetto, mediante un coefficiente d'afflusso φ . Detto coefficiente rappresenta il rapporto tra il volume totale di deflusso e il volume totale di pioggia caduta sul bacino, e il suo uso comporta considerare le perdite non decrescenti nel tempo ma proporzionali alla intensità media di pioggia.

Le considerazioni sui fenomeni di sottrazione della pioggia ai fini del deflusso e gli stessi dati raccolti nei bacini sperimentali indicano che il coefficiente d'afflusso non può essere una costante del bacino, ma varia da evento a evento secondo le caratteristiche di questo, per lo più espresse dall'altezza totale di pioggia e dall'iniziale stato di umidità del suolo.

Tuttavia, in fase di progettazione è opportuno far riferimento a eventi critici che si presentino in un contesto di elevata umidità iniziale del suolo e pertanto i valori del coefficiente d'afflusso riportati nei vari manuali sono normalmente riferiti a queste condizioni limite.

Tra i tanti valori esposti nella bibliografia tecnica, si riportano nella seguente Tabella 2 quelli suggeriti da Marchetti, in funzione delle varie tipologie urbane, in quanto molto usati nella pratica progettuale.

Tabella 2 :Valori dei coefficienti d'afflusso in funzione delle varie tipologie urbane.

TIPOLOGIA URBANA	φ
parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate	0,70÷0,90
zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0,50÷0,70
zone urbane destinate al tipo di città giardino	0,25÷0,50
zone urbane destinate a restare non fabbricate e non pavimentate	0,10÷0,30
prati e parchi	0,00÷0,25
costruzioni dense	0,80
costruzioni spaziate	0,60
aree con grandi cortili e grandi giardini	0,50
zone a villini	0,30÷0,40
giardini, prati e zone non destinate né a costruzioni né a strade	0,20
parchi e boschi	0,05÷0,10

Nel caso di specie, considerato che il bacino di riferimento è, prevalentemente, la superficie del piazzale uffici, completamente impermeabilizzata, si è optato per il seguente valore del coefficiente di afflusso:

- $\varphi = 0,9$

2.4. Metodo di calcolo

Per il dimensionamento degli specchi si è utilizzato il modello cinematico lineare, che altro non è che il tradizionale metodo della corrivazione. Esso si basa sulla considerazione che:

- gocce di pioggia cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura di questo;
- il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale alla intensità della pioggia caduta nel punto in un istante precedente quello del passaggio della piena del tempo necessario perché detto contributo raggiunga la sezione di chiusura;
- questo tempo è caratteristico di ogni singolo punto e invariante nel tempo.

Il modello si basa sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo da punto in cui è caduta;
- la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura.

Nella ipotesi di pluviogramma rettangolare, la portata massima in una generica sezione della rete si ottiene per una pioggia di durata pari al tempo massimo di concentrazione del bacino sotteso mediante:

$$(1) \quad Q_c = \frac{\varphi \cdot i \cdot A}{360}$$

con

- Q_c in $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$,
- i = intensità di pioggia in mm h^{-1} ;
- A = superficie del bacino in ettari.

Nel caso di fognature, è possibile determinare il tempo di concentrazione per ogni singola sezione di progetto in base a considerazioni di tipo idraulico, evitando il ricorso a formule empiriche. Di norma il tempo di concentrazione della sezione terminale di un generico tratto viene assunto pari a:

$$(2) \quad t_c = t_a + t_r$$

in cui t_a è il massimo dei tempi di concentrazione dei tratti confluenti a monte e t_r è il tempo di percorrenza del tratto stesso, in condizioni di moto uniforme.

Per i tratti iniziali, in cui non vi sono fogne confluenti, il valore di t_c sarà assunto pari a:

$$(3) \quad t_c = t_{ru} + t_a$$

in cui t_{ru} , definito tempo di ruscellamento, è il tempo massimo che impiegano le particelle di pioggia a raggiungere il condotto a partire dal punto di caduta. Al tempo di ruscellamento si assegnano normalmente valori compresi tra i 5 e i 15 minuti, a seconda se l'area sottesa è più o meno urbanizzata, più o meno pendente.

Talvolta può capitare che il tempo di concentrazione dei tratti confluenti sia minore del tempo di accesso assunto per l'area parziale sottesa. In questo caso, per la definizione stessa di tempo di concentrazione il valore di t'_c coinciderà con il t_r dell'area parziale.

Il tempo d'accesso t_a è sempre stato di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la natura della stessa e il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché della altezza della pioggia precedente l'evento critico di progetto.

Il valore normalmente assunto nella progettazione è sempre stato di 5 minuti, in considerazione della estensione relativamente limitata delle aree e delle pendenze generalmente elevate e comprese tra il 3 ed il 7%.

Il tempo di rete t_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria. Pertanto il tempo di rete sarà dato dalla espressione:

$$(4) \quad t_r = \sum L_i/v_i$$

Ulteriori ricerche svolte presso il Politecnico di Milano mostrano che il criterio di far riferimento alla velocità di moto uniforme porterebbe ad apprezzabili sovrastime del tempo di concentrazione, e pertanto a sottostime della portata al colmo. Risultati soddisfacenti si ottengono, invece, facendo riferimento a una velocità pari a $1,5 V_{ai}$; ne consegue, in base a dette ricerche, che il tempo di rete t_r può essere calcolato con l'espressione:

$$(5) \quad t_r = \sum_i \frac{L_i}{1.5 V_{ui}}$$

nella quale la sommatoria va estesa a tutti i rami che costituiscono il percorso più lungo della rete fognaria.

In definitiva, nella prassi progettuale, la portata di progetto per ogni singolo tratto della rete fognaria viene determinata mediante le relazioni sopra indicate, procedendo da monte verso valle, calcolando a mezzo di successivi tentativi il tempo di rete.

2.5. Verifiche

Per la verifica dell’opera di collettamento si è utilizzata una delle più ricorrenti formule di moto uniforme che la letteratura tecnica fornisce, quella di Gaukler-Strickler, che definisce i valori delle perdite di carico in una condotta convogliante acqua:

$$(6) \quad v = K \cdot R^{2/3} \cdot j^{1/2}$$

dove:

- v , espressa in $m \cdot s^{-1}$, rappresenta velocità media della corrente
- K , coefficiente adimensionale, è la costante di Gaukler-Strickler il cui valore è legato alla scabrezza della parete su cui scorre l’acqua;
- R , espresso in metri, rappresenta il rapporto tra la sezione idrica e il contorno bagnato ed è noto come raggio idraulico;
- j , la pendenza geometrica del collettore o del ramo di canale che si considera.

A tale formula si è associata l’equazione della continuità:

$$(7) \quad Q = v \cdot \sigma$$

che ci permette, una volta prefissate le caratteristiche geometriche del manufatto, di determinare le caratteristiche idrauliche della corrente che si instaurano al passaggio delle varie portate. In particolare Q rappresenta la portata idrica confluyente nel manufatto, espressa in metri cubi al secondo.

Dalla combinazione delle due relazioni si ricava la seguente relazione, che è stata utilizzata per il dimensionamento e la successiva verifica della intera rete:

$$(8) \quad Q = K \cdot \sigma^* \cdot R^{2/3} \cdot j^{1/2}.$$

Per quanto concerne il valore del coefficiente K, questo dipende essenzialmente dalla natura delle pareti che costituiscono il manufatto.

Sono state fatte le seguenti assunzioni:

- per le canalette in calcestruzzo, si è assunto $K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Nella seguente tabella sono riepilogate tutte le principali assunzioni poste a base del dimensionamento.

Tabella 3 : Riepilogo dei parametri assunti per la progettazione

Parametro	Simbolo	Valore	U.m.
Periodo di ritorno	T	20	anni
Coefficiente di crescita	K(T)	2,3	
Coefficiente legge di pioggia	a_t	0,045	m
Esponente legge di pioggia	n	0,256	
Coefficiente di Gauckler - Strickler	K	70	$\text{m}^{1/3}/\text{s}$

3. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

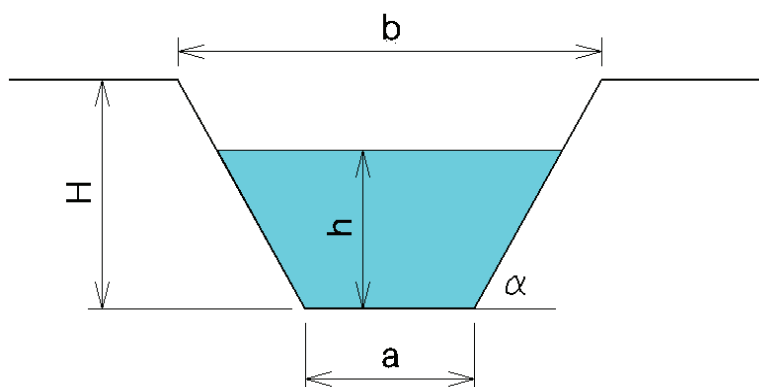
3.1. Caratteristiche geometriche del canale

Nella seguente tabella sono riportati i dati geometrici del canale di guardia oggetto della progettazione.

Si tratta di un canale a sezione trapezia, da realizzarsi con elementi prefabbricati in cls.

Tabella 4 : Caratteristiche geometriche del canale

Parametro	Simbolo	Valore	U.m.
Base minore	a	0,4	m
Base maggiore	b	0,65	m
Altezza	H	0,4	m
Angolo sponda	α	73	°



3.2. Determinazione della massima portata pluviale

Con la metodologia innanzi richiamata è stata poi determinata la massima portata pluviale collettata dal canale, considerando una superficie scolante pari a 7.000 m².

Si è ottenuta una portata al colmo pari a:

- $Q_c = 0,255 \text{ m}^3/\text{s}$

La seguente tabella 5 riporta i risultati dei calcoli eseguiti.

Tabella 5 : Calcolo della portata pluviale

TRATTO		CONFLUENZE DI MONTE						ELEMENTI DEL TRATTO				CALCOLO PORTATA PLUVIALE					
		I		II		III											
P.I.	P.F.	P.I.	P.F.	P.I.	P.F.	P.I.	P.F.	A	φ	L	j	t _a	t _r	t _c	i	Q _c	u
								ha		m	%	s	s	s	mm h ⁻¹	m ³ s ⁻¹	l s ⁻¹ ha ⁻¹
1	2							0,63	0,70	885,80	4,50%	300	443	743	145,6	0,255	364,0

Legenda:

A = area colante propria del tratto;

φ = coefficiente di afflusso;

L = lunghezza del tratto;

j = pendenza del tratto;

t_a = tempo di accesso;

t_r = tempo di rete;

t_c = tempo di corrivazione;

i = intensità di pioggia;

Q_c = portata al colmo;

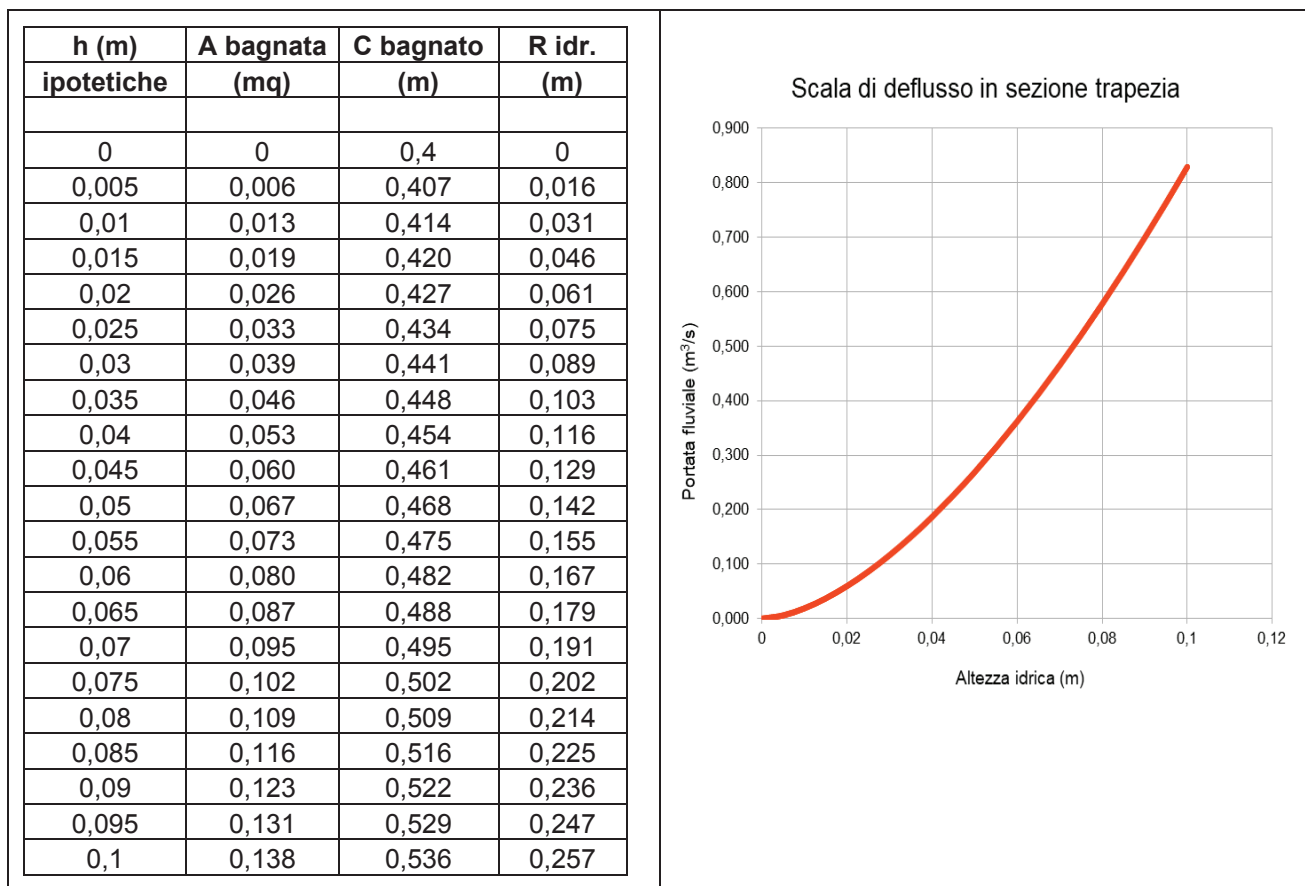
u = coefficiente udometrico.

3.3. Verifica idraulica

La verifica è stata eseguita con il metodo di Gauckler-Strickler, come riportato nella seguente tabella.

Dati INPUT			
Parametro	Simbolo	Valore	U.m.
Portata	Q	0,255	m ³ /s
Pendenza	i	4,5	%
Sezione Trapezia			
base inferiore	a	0,4	m
altezza massima	H	0,4	m
angolazione ascendente sponda	α	73	°
Materiale del canale			
tipologia		cls	
Coefficiente di Gauckler-Strickler	K	70	m ^{1/3} /s
OUTPUT			
altezza di moto uniforme	h	0,115	m

Si riporta infine la scala di deflusso associata alla sezione dell’impluvio.



4. CONCLUSIONI

Con riferimento alla scala di deflusso sopra riportata – specificatamente individuata per la sezione dell’impluvio del sottobacino nel punto di verifica - risulta evidente come il transito della portata ventennale significativa (0.255 mc/s) avvenga con un battente idrometrico pienamente compatibile con un regolare deflusso in moto uniforme delle acque nel canale.