

COMUNE DI OZZANO DELL'EMILIA

PROGETTAZIONE PUA PONTE RIZZOLI

UBICAZIONE: LOCALITA' PONTE RIZZOLI
AMBITO ANS_C.1.1

PROPRIETA': De'Toschi Spa

REDATTO DA:



Dott. Ing. CARLO BAIETTI

PRISMA INGEGNERIA S.r.l. - Società di Ingegneria
PRATO-Via del Romito,15/4 tel.0574/30304 fax.0574/29128
BOLOGNA-Via Mercadante,4 tel.-fax 051/478504
cod. fisc. - P. IVA: 01984900975 e-mail: prisma@prismaing.it
www.prismaing.it Società certificata in regime di qualità



DATA Settembre 2020

SCALA

ELABORATO

30

PROGETTO

**RETI FOGNARIE
RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA
ED IDRAULICA**

COMMITTENTI



STUDIO TESTONI

Geom. Vittorio Testoni _ Arch. Luca Testoni
Ozzano dell'Emilia_Fosse Ardeatine 3
Tel.: 051 790183 Fax: 051 6511496
studiotestoni@gmail.com

INDICE

1	PREMESSA	2
2	INQUADRAMENTO DEL COMPARTO	2
3	FOGNATURA BIANCA	3
3.1	RETE ESISTENTE E CANALI ESISTENTI	3
3.2	CONFIGURAZIONE DI PROGETTO E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE	3
3.3	CALCOLO VOLUME DI LAMINAZIONE	3
3.4	DIMENSIONAMENTO RETE FOGNATURA BIANCA	4
3.4.1	Stima del valore dei coefficienti di afflusso.....	5
3.4.2	Stima della pendenza dei tronchi della rete.....	5
3.4.3	Caratteristiche dei condotti e del coefficiente di scabrezza	5
3.4.4	Stima del volume specifico di invaso.....	6
3.4.5	Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diverso tempo di ritorno	6
3.4.6	Metodi di calcolo adottati per le verifiche idrauliche	11
3.4.7	Risultati dei calcoli idraulici	12
3.5	RESTITUZIONE ACQUE METEORICHE	12
4	FOGNATURA NERA	13
4.1	RETE ESISTENTE	13
4.2	RETE DI PROGETTO	13
4.2.1	Caratteristiche costruttive fognatura nera a gravità	13
4.2.2	Dimensionamento idraulico fognatura nera a gravità	14
4.3	IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO	15
4.3.1	Condotta in pressione	16
4.3.2	Funzionamento dell'impianto	16
4.3.3	Dimensionamento e verifica dell'impianto di sollevamento.....	17
4.3.3.1	<i>Dimensionamento della vasca di aspirazione</i>	17
	ALLEGATO 2	20

1 PREMESSA

La presente relazione descrive le caratteristiche e il dimensionamento del sistema di gestione delle acque bianche e delle acque nere di progetto per il Piano Urbanistico Attuativo relativo all'ambito urbanistico ANS_C1.1, in Località Ponte Rizzoli nel Comune di Ozzano dell'Emilia (BO).

La progettazione delle reti di smaltimento delle acque è stata effettuata seguendo le seguenti linee guida principali:

- Le reti di acque bianche e nere di progetto saranno reti separate e tra loro indipendenti
- Le reti di acque nere avranno come recapito la fognatura pubblica mista ed è stato necessario prevedere un impianto di sollevamento
- Le acque bianche saranno scaricate in corpo idrico superficiale
- Le portate di acque bianche date dalle acque meteoriche scolanti sulle nuove superfici impermeabili di progetto saranno laminate mediante sistemi che garantiscano la restituzione ai corpi idrici superficiali di una portata pari a quella ad oggi restituita dalla stessa superficie a verde rispettando così il concetto dell'invarianza idraulica del sistema.

2 INQUADRAMENTO DEL COMPARTO

L'intervento si sviluppa nel comune di Ozzano dell'Emilia, Città Metropolitana di Bologna, nell'area posta a nord della Strada Provinciale 31 e ad est dell'area urbanizzata in località Ponte Rizzoli. In Figura 1 è visibile l'inquadramento geografico.



Figura 1: inquadramento territoriale

3 FOGNATURA BIANCA

3.1 RETE ESISTENTE E CANALI ESISTENTI

Lungo la via Casolara Nuova, posta ad est dell'area oggetto di intervento, è presente uno scolo in gestione al consorzio della Bonifica Renana "Scolo Tombarella" che scorre in direzione nord fino ad immettersi nello Scolo Fossatone, a sua volta affluente di destra del Torrente Quaderna. La rete di fognatura bianca a servizio dell'area urbanizzata esistente scarica invece in parte nel Torrente Quaderna, posto ad ovest dell'area stessa, oltre la via Pedagna, in parte in fossi di campagna collegati con lo Scolo Tombarella.

3.2 CONFIGURAZIONE DI PROGETTO E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

La rete di fognatura bianca di progetto, avente la funzione di raccolta delle acque meteoriche ricadenti nel lotto in oggetto, avrà come recapito finale, dopo opportuna laminazione, lo Scolo Tombarella adiacente a via Casolara Nuova, a sua volta confluyente nello Scolo Fossatone.

La rete di progetto è stata concepita come un'unica dorsale lungo la strada di progetto che avrà come primo recapito una vasca di laminazione a cielo aperto che sarà realizzata lungo il confine nord della proprietà.

La rete, progettata con una pendenza dello 0.3%, sarà costituita da condotti in PVC circolari serie SN8 (8 KN/m²) a norma UNI EN 1401-1 con marchio di conformità IIP, con giunto a bicchiere ed anello di tenuta elastomerica, posati su sottofondo rinfiando e copertura in sabbia. Le tubazioni in PVC di progetto hanno sezioni comprese fra Ø 315 mm e Ø500 mm.

La tubazione di scarico della vasca di laminazione sarà di diametro Φ 110 mm in PVC e costituirà la bocca tarata del sistema di laminazione e confluirà in un fosso diretto allo Scolo Tombarella.

Allo sbocco nel canale sarà realizzato un manufatto in c.a. sulla sponda. In corrispondenza dello sbocco il canale sarà rivestito con pietrame di media pezzatura per una lunghezza di 3 m in asse con lo sbocco stesso.

La raccolta delle acque stradali sarà effettuata tramite caditoie con interasse di circa 15 m con pozzetto sifonato in cls 50 x 50 cm e griglia in ghisa sferoidale di classe D400.

In tutti i punti di deviazione e confluenza, e comunque ogni 50 m, sono stati previsti pozzetti di ispezione in elementi prefabbricati di cls di diametro Ø80cm x HVar.

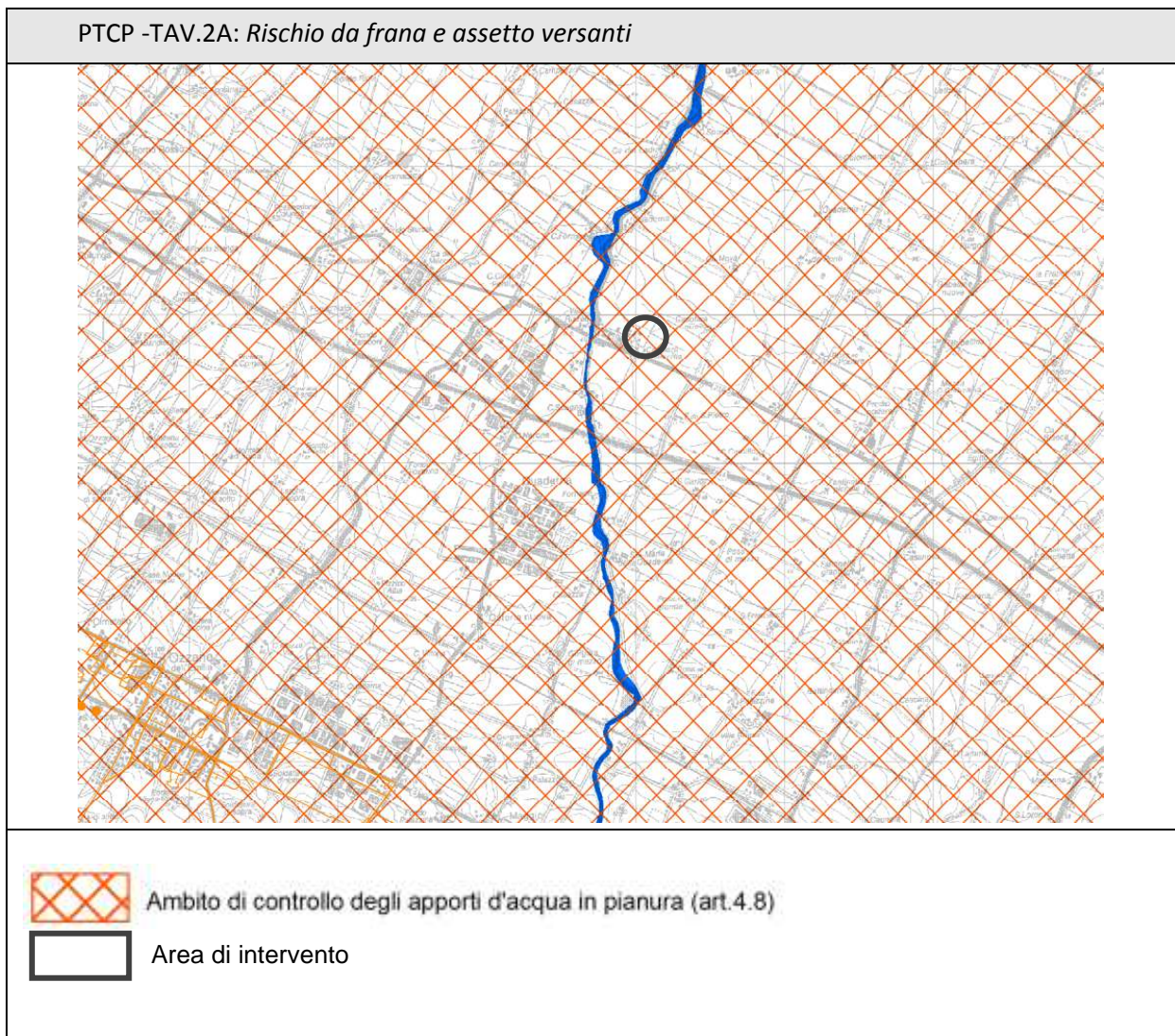
La chiusura dei pozzetti è stata prevista con chiusini in ghisa sferoidale, rispondenti alle norme UNI-ISO 1083 e conformi alle caratteristiche stabilite dalle norme UNI-EN e con resistenza a rottura superiore a 400 KN.

3.3 CALCOLO VOLUME DI LAMINAZIONE

La superficie territoriale (S.T.) è pari a 15.558 mq, di cui 2.500 destinati alla vasca di laminazione, 3318 di verde permeabile e 1651 di verde compatto.

Per il calcolo del volume necessario alla laminazione si considerano 11.407 mq di superficie impermeabile; tale superficie è stata calcolata sottraendo alla superficie territoriale la superficie destinata alla vasca di laminazione e la superficie di verde compatto.

Analizzando la tavola 2A "Rischio da frana, assetto versanti e gestione delle acque meteoriche" del PTCP di Bologna, si osserva che l'area oggetto di intervento ricade nell'"ambito di controllo degli apporti d'acqua in pianura" normata dall'art. 4.8 delle norme del PTCP che indica la necessità di prevedere un volume di accumulo per la laminazione delle portate pari a 500 mc per ogni ettaro di nuova superficie impermeabile.



Il volume di laminazione necessario è quindi pari a circa $(11.407 \text{ mq}) / (10.000 \text{ mq/ha}) \times (500 \text{ mc/ha}) \approx 570 \text{ mc}$.

Tale volume è ricavato all'interno della vasca di laminazione prevista sul confine nord della proprietà, che garantisce un volume utile pari a circa 570 mc con un franco di circa 20 cm.

3.4 DIMENSIONAMENTO RETE FOGNATURA BIANCA

Di seguito si riportano i calcoli di dimensionamento idraulico delle reti di raccolta delle acque meteoriche di progetto. Nell'Allegato 1 alla presente relazione è riportato lo schema delle

suddette reti.

Per poter effettuare la progettazione delle reti in tempo di pioggia è necessario procedere all'assegnazione dei seguenti parametri:

- a) stima del valore dei coefficienti di afflusso;
- b) pendenza dei tronchi della rete;
- c) caratteristiche dei condotti e del coefficiente di scabrezza;
- d) stima del valore del volume specifico di invaso;
- e) curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diverso tempo di ritorno.

3.4.1 Stima del valore dei coefficienti di afflusso

Il coefficiente di afflusso ψ che, come è noto, sta ad indicare il rapporto fra la quantità di acqua che arriva alla fognatura da una data area e quella totale di pioggia caduta sull'area stessa, è stato scelto pari a 0.8 per le aree dei lotti privati e 0.9 per le strade.

3.4.2 Stima della pendenza dei tronchi della rete

Dato che la zona è ubicata in terreno pianeggiante, la rete di fognatura bianca è stata progettata assegnando ai vari tronchi una pendenza pari allo 0.3%.

3.4.3 Caratteristiche dei condotti e del coefficiente di scabrezza

Le sezioni della rete di fognatura sono state verificate, in ciascun tronco con pendenza e sezione costante, in condizioni idrauliche di moto uniforme utilizzando la relazione di Chèzy:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{(R \cdot i)}$$

dove

- Q: portata massima transitante nel condotto in esame (m³/s)
- S: sezione di deflusso del condotto (m²)
- χ : parametro di resistenza al moto
- R: raggio idraulico della sezione, $R=S/C$, con C il contorno bagnato della sezione
- i: pendenza del condotto.

Le condizioni di moto considerate sono quelle usuali di correnti assolutamente turbolente ossia per numero di Reynolds superiore a 2500, in queste situazioni il parametro di resistenza al moto, χ , dipende solo dalla scabrezza relativa della condotta e non più dal numero di Reynolds.

Il parametro di resistenza al moto, χ , viene quindi calcolato tramite l'espressione di Gauckler e Strickler:

$$\chi = K \cdot R$$

dove k (m^{1/3}/s) è il coefficiente di scabrezza di della condotta secondo Gaukler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione è stato stimato, a titolo cautelativo, pari a 100 per i condotti in PVC.

Caratteristiche geometriche dei condotti

N.	Nome	Diametro		Formula	Scabrezza
		[m]			
1	Pvc315	0.30		GS	100.00
2	Pvc400	0.38		GS	100.00
3	Pvc500	0.47		GS	100.00

3.4.4 Stima del volume specifico di invaso

Il valore del volume specifico di invaso "Wo" risulta somma di tre termini che, in base alle caratteristiche della zona (pendenza e coefficiente di afflusso), si sono così fissati:

- Piccoli invasi dovuti a pozzetti, caditoie, grondaie, fognoli privati, etc.: 20 m³/ha;
- Velo idrico di 2 mm sul comprensorio interessato, cui corrisponde un volume specifico di 20 m³/ha;
- l'invaso totale dei collettori a monte della sezione della verifica, è invece variabile con le dimensioni della sezione e la lunghezza dei collettori stessi.

3.4.5 Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diverso tempo di ritorno

Premessa

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica della zona interessata possono essere rappresentate dalla seguente equazione geometrica:

$$h = a \cdot t^n$$

dove a ed n sono due parametri che vengono determinati in relazione ai campioni di precipitazioni esaminati.

Il numero di osservazioni a disposizione, rilevate dagli annali idrologici, consente di servirsi di metodi statistici con finalità probabilistiche, ormai di uso comune in idrologia, al fine di poter determinare con prefissato "tempo di ritorno Tr" la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

Il "tempo di ritorno", detto anche intervallo di ricorrenza, rappresenta il periodo di tempo (espresso in anni) durante il quale un determinato valore x dell'evento preso in considerazione viene raggiunto o superato una sola volta.

Pertanto per la determinazione della suddetta curva ci si è serviti:

- del metodo di Gumbel (teoria degli estremi) per la regolarizzazione e la estrapolazione degli eventi di uguale durata, trattandosi di eventi pluviometrici massimi annuali;
- della teoria dei minimi quadrati per la regolarizzazione e la estrapolazione degli eventi di diversa durata, ma equiprobabili e con prefissato "tempo di ritorno" al fine di determinare l'equazione : $h = a \cdot t^n$.

I parametri "a" e "n" di tale equazione servono per la determinazione del coefficiente udometrico calcolato con il metodo del volume di invaso.

Dati disponibili

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica sono stati elaborati i dati riguardanti le piogge di massima intensità e di breve durata (da 10 minuti ad un'ora) disponibili presso la stazione di rilevamento pluviometrico del Servizio Idrografico di Bologna che forniva, rispetto agli altri osservatori presenti sul territorio, un maggior numero di registrazioni consentendo così una migliore attendibilità dei risultati. I dati disponibili coprono l'arco temporale che va dal 1934 al 2007.

Le registrazioni sono state oggetto di analisi statistica, intesa a determinare le curve di segnalatrici di possibilità climatica, relative ai tempi di ritorno di 10, 20, 25, e 50 anni.

Nella tabella seguente sono stati riportati i valori delle piogge massime registrate in ogni anno per i tempi di pioggia di 10', 15', 20', 25', 30', 35', 40', e 60'.

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1934						47.8
1935				33.0		35.0
1936	13.4		29.4			61.0
1937		12.0	14.0			18.2
1938	10.0	10.0	21.8			22.2
1939		18.8				27.0
1940				20.2		30.8
1941	12.6	14.2				18.2
1942				18.0		21.0
1943				14.2		14.8
1944				21.2		21.2
1945				17.2		17.8
1946				14.4		19.6
1947				17.0		17.2
1948				11.6		13.6
1949				24.8		28.2
1950				9.8		11.6
1951						25.0
1952	13.2					18.6
1953	21.0					28.8
1954					29.0	32.2
1955	11.6					44.4

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1956			17.8			26.6
1957						12.0
1958		12.8		18.0		18.2
1959			22.6			24.6
1960						27.6
1961		14.0	17.0	30.0		30.0
1962			18.2			18.2
1963		17.4		17.4		48.2
1964			13.2	21.8		22.6
1965						11.0
1966	12.0	18.4	18.4	19.4		20.6
1967		12.2				15.0
1968						18.0
1969						16.0
1970			10.6		22.2	22.2
1971						13.4
1972	10.2	13.4	15.4			20.0
1973		17.2				25.6
1974				32.0		38.8
1975			12.0			22.0
1976	10.6	12.2		13.6		15.6
1977				19.8		22.8
1978					18.2	18.6
1979			16.4			27.8
1980						10.4
1981	11.4					25.0
1982			28.0	32.0		44.0
1983			21.0			27.0
1984		19.0		24.2		40.0
1985			14.0		20.6	22.6
1986			14.0	17.4		24.0
1987				12.6		14.0
1988		13.8		20.6		23.2
1989	11.6			19.8		25.0
1990		16.6		19.0	31.4	34.0
1991		11.4		17.4	22.4	26.8
1992		14.4		19.6	23.4	27.2

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1993		8.8		16.4	24.0	29.8
1994		9.4		17.0	20.6	23.4
1995		14.4		19.6	24.6	28.6
1996		9.8		16.2	21.4	26.0
1997		11.0		12.2	13.4	14.8
1998		11.4		13.4	15.6	17.8
1999		12.8		17.6	21.2	22.8
2000		13.4		17.2	23.6	26.4
2001		22.2		24.0	26.0	26.8
2002		22.6		37.6	41.6	42.4
2003		5.8		9.2	12.6	14.6
2004		11.0		15.0	17.6	18.2
2005		7.4		11.8	16.2	17.6
2006		10.0		11.8	15.0	17.2
2007		18.6		24.4	28.8	31.6

Calcolo delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per differenti tempi di ritorno

Trattandosi di fenomeni estremi ed in particolare di massimi si può supporre che la distribuzione di probabilità della variabile casuale "altezza di pioggia" per ogni dato di pioggia sia riconducibile ad una funzione di tipo Gumbel; la legge dei valori estremi proposta da Gumbel, e utilizzata per il calcolo, ha la forma seguente:

$$P(h) = e^{[-e^{-y}]}$$

dove y è la variabile ridotta pari a:

$$y = \beta \cdot (h - N)$$

con
$$\beta = \frac{1}{0.7797 \cdot SQM}$$

e
$$N = m - 0.45 \cdot SQM$$

I due parametri che compaiono nella distribuzione sono funzione di m e di SQM , dove:

m = valore medio della distribuzione

SQM = scarto quadratico medio della distribuzione

In pratica, per ognuna delle serie di campioni di n osservazioni di dati meteorologici relativa ad ogni tempo di pioggia T_p , il primo passo compiuto è stato nella valutazione della media e dello scarto quadratico medio:

$$m = \frac{\sum h}{n}$$

$$SQM = \sqrt{\frac{\sum h^2}{n-1} - \frac{(\sum h)^2}{n \cdot (n-1)}}$$

d (min)	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
N° casi	11	32	17	43	22	74
Media	12.5091	13.6375	17.8706	19.0558	22.2455	24.4703
SQM	3.0297	4.0511	5.2834	6.4036	6.6281	9.6175
Gumbel	0.4233	0.3166	0.2427	0.2003	0.1935	0.1334
Gumbel u	11.1456	11.8143	15.4928	16.1739	19.2625	20.1419

Fissati diversi “tempi di ritorno T_r ” (10, 20, 25, e 50 anni), si è calcola la probabilità cumulata $P(h)$ corrispondente:

$$P(h) = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Quindi si è determina la variabile ridotta (y):

$$y = -\ln[-\ln(P(h))]$$

Calcolata la variabile ridotta y , si è avuto immediatamente il corrispondente valore della altezza di pioggia h con tempo di ritorno pari a quello prefissato.

Tutti i valori sono stati riportati nella tabella seguente.

Durata (min)						
Tr	10'	15'	20'	30'	45'	60'
5	14.69	16.55	21.67	23.66	27.01	31.39
10	14.69	16.55	21.67	23.66	27.01	31.39
25	18.70	21.92	28.67	32.14	35.79	44.13
50	20.36	24.14	31.57	35.66	39.43	49.40
100	22.01	26.34	34.44	39.14	43.04	54.64

Infine quindi si sono ottenuti tanti valori dell'altezza di pioggia, uno per ciascun tempo di pioggia T_p di cui si avevano i dati storici, tutti relativi allo stesso tempo di ritorno T_r ; tali valori, avendo ipotizzato una legge di regressione del tipo $h(t) = a \cdot t^n$, (curva segnalatrice di possibilità climatica), sono stati raccordati mediante il metodo dei minimi quadrati, per dare in definitiva la curva di pioggia caratteristica del “tempo di ritorno T_r ” prefissato.

Generalmente la curva viene interpolata in due tronchi distinti, uno per valori di t inferiori all'ora ed uno per i valori superiori.

Pertanto per ottenere a ed n , dopo aver dedotto per ogni durata T_p il valore della altezza di pioggia h relativo ad un assegnato “tempo di ritorno” T_r , è stato necessario passare ai logaritmi per cui si ha:

$$\log(h) = \log(a) + n \cdot \log(t)$$

$$\text{cioè } Y = A + n \cdot X$$

dove:

$$Y = \log(h) \quad A = \log(a) \quad X = \log(t)$$

Applicando il metodo dei minimi quadrati alla retta Y-X, ed indicando con N il numero delle coppie di valori h-t ricavate per ogni durata T_p attraverso l'elaborazione dei valori estremi di Gumbel, si è ottenuto:

$$A = \left[X^2 \cdot Y - X \cdot \frac{XY}{N} \cdot X^2 - X^2 \right] \quad \text{e} \quad n = \left[N \cdot XY - X \cdot \frac{Y}{N} \cdot X^2 - X^2 \right]$$

Ricavati A ed n si è dedotto il valore del parametro a e quindi si è valutata l'equazione della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica corrispondente ad ogni tempo di ritorno T_r .

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica ottenute sono:

$T_r = 5$	$h = 31.42 \cdot t^{0.4199}$
$T_r = 10$	$h = 36.73 \cdot t^{0.4409}$
$T_r = 25$	$h = 43.44 \cdot t^{0.4607}$
$T_r = 50$	$h = 48.43 \cdot t^{0.4721}$
$T_r = 100$	$h = 53.37 \cdot t^{0.4816}$

Per il dimensionamento delle reti di progetto è stata utilizzata la curva di possibilità pluviometrica corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni.

3.4.6 Metodi di calcolo adottati per le verifiche idrauliche

Il metodo adottato per il calcolo della portata di pioggia è quello italiano o metodo dell'invaso.

Le ipotesi alla base del metodo nella sua versione tradizionale sono quelle di autonomia dei deflussi (assenza di fenomeni di rigurgito) e di sincronia del riempimento dei condotti costituenti la rete (il riempimento e lo svuotamento dei condotti durante l'evento pluviometrico avviene in maniera contemporanea in tutti i condotti).

Nell'ambito del metodo di calcolo utilizzato, il volume specifico d'invaso rappresenta il volume invasato nella rete di drenaggio a monte della sezione oggetto di verifica al momento del passaggio della massima piena nella sezione in esame.

Tale volume può essere scomposto in due contributi: il primo rappresenta quelli invasato nella rete di drenaggio principale, il secondo contributo rappresenta il volume invasato nei rimanenti condotti e in tutti quei volumi diffusi (camerette d'ispezione, caditoie, lama d'acqua superficiale) collegati alla rete drenante.

L'espressione utilizzata per la determinazione del coefficiente udometrico u del metodo italiano o dell'invaso, con particolare riferimento a quello formulato per le reti di fognatura, è la seguente:

$$u = 2168 \cdot \frac{n \cdot (\psi_m \cdot a)^{1/n}}{W_0^{(1/n-1)}}$$

dove:

u = coefficiente udometrico (l/s/ha)

a, n = coefficiente ed esponente della curva segnalatrice di possibilità climatica

W_0 = volume specifico di invaso (riferito cioè all'unità di superficie dell'area considerata) espresso in m^3/m^2

ψ_m = coefficiente di deflusso medio dell'area considerata

2168 = coefficiente numerico, valore medio tra la legge lineare e non lineare di variazione della portata in funzione dell'area del collettore.

3.4.7 Risultati dei calcoli idraulici

Nell'Allegato 2 alla presente relazione sono state riportate le tabelle con dati in ingresso e risultati per l'intera rete bianca di progetto mentre la planimetria schematica di riferimento è riportata nell'Allegato 1.

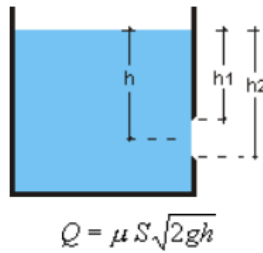
3.5 RESTITUZIONE ACQUE METEORICHE

Per garantire l'invarianza idraulica del comparto, ossia per far sì che la nuova urbanizzazione non apporti un aggravio al sistema di acque superficiali, il volume di acqua raccolto nella vasca di laminazione in caso di eventi di pioggia deve essere restituito con una portata massima di 10 l/s per ogni ettaro di superficie per la quale si è prevista la laminazione, che corrisponderebbe a circa 11,3 l/s.

Il sistema di progetto prevede per la restituzione delle acque accumulate al canale di bonifica una bocca tarata di diametro Ø110 mm in PVC serie SN8 (Diametro interno = 103.6 mm) che permette di scaricare una portata compatibile con la massima portata di scarico ammissibile.

La tubazione Ø110 mm con la pendenza di progetto pari allo 0,3% porta, a gravità e a bocca piena, una portata pari a circa 4,3 l/s. Via via che aumenta il livello di invaso la portata tenderà ad aumentare fino a raggiungere, a vasca piena, la portata che passa da una luce di fondo circolare con altezza d'acqua dal centro della luce pari a 0,38 m.

Tale portata, calcolata con la formula di sotto riportata, risulta essere (con $\mu=0,6$) pari a circa 13 l/s di poco superiore a quanto indicato dall'ente gestore del canale. Il raggiungimento del livello di massimo riempimento della vasca è comunque una configurazione del sistema limite e che si raggiunge alla fine dell'evento meteorico; una bocca tarata più piccola non permetterebbe nella maggior parte del tempo dell'evento di avere in uscita una portata sufficiente. Il diametro scelto risulta pertanto quello più appropriato durante l'intero evento meteorico.



Legenda

Q = Portata effluente dalla luce

h = distanza tra il baricentro della luce e il pelo libero

D = Diametro della luce circolare

4 FOGNATURA NERA

4.1 RETE ESISTENTE

Allo stato attuale sono presenti nella zona di interesse due collettori di rete fognaria nera, uno su via Verde, l'altro parallelo ad essa e posto più a nord, che scorrono verso ovest. Entrambi raccolgono le acque nere degli edifici della località Ponte Rizzoli e si riuniscono ad est del torrente Quaderna per poi oltrepassarlo e proseguire verso l'impianto di trattamento collocato a circa 1 km di distanza.

Le acque nere derivanti dall'intervento di progetto saranno recapitate nel collettore posto a nord della via Verde.

4.2 RETE DI PROGETTO

La rete di fognatura nera di progetto del lotto sarà realizzata in PVC con diametri pari a Ø250 mm con pendenza dello 0.5%. Lungo la rete saranno predisposti pozzetti di ispezione circolari in CLS di diametro interno Ø80 cm a tenuta idraulica, nei punti di interconnessione fra più rami.

La fognatura nera avrà come recapito un impianto di sollevamento di progetto, posto sul confine nord dell'ambito in oggetto, come indicato negli elaborati grafici. Da tale impianto di sollevamento partirà una premente che avrà come recapito un pozzetto esistente posto circa 65 m a sud-ovest.

4.2.1 Caratteristiche costruttive fognatura nera a gravità

I condotti sono stati previsti del diametro Ø250 mm in PVC serie SN8 (8 KN/m²) a norma UNI EN 1401-1 con marchio di conformità IIP, con giunto a bicchiere ed anello di tenuta elastomerica, posati su sottofondo rinfiacco e copertura in sabbia.

I pozzetti di ispezione previsti saranno circolari in CLS di diametro interno Ø80cm con

tappo di ispezione sul tubo con H variabile.

La chiusura dei pozzetti è stata prevista con boccaporti in ghisa sferoidale rispondenti alle norme UNI-ISO 1083 e conformi alle caratteristiche stabilite dalle norme UNI-EN 124/95 e con resistenza a rottura superiore a 400 KN.

4.2.2 Dimensionamento idraulico fognatura nera a gravità

La formula adottata per il calcolo della portata massima a bocca piena che un condotto è in grado di smaltire, ipotizzando il verificarsi del moto uniforme, è:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{(R \cdot i)}$$

Dove:

- Q: portata massima transitante nel condotto in esame (m³/s)
- S: sezione di deflusso del condotto (m²)
- χ : parametro di resistenza al moto
- R: raggio idraulico della sezione, $R=S/C$, con C il contorno bagnato della sezione
- i: pendenza del condotto.

Le condizioni di moto considerate sono quelle usuali di correnti assolutamente turbolente ossia per numero di Reynolds superiore a 2500, in queste situazioni il parametro di resistenza al moto χ , dipende solo dalla scabrezza relativa della condotta e non più dal numero di Reynolds.

Il parametro di resistenza al moto, χ , viene quindi calcolato tramite l'espressione di Gauckler e Strickler:

$$\chi = K \cdot R$$

dove k (m^{1/3}/s⁻¹) è il coefficiente di scabrezza di della condotta secondo Gaukler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione è stato stimato, a titolo cautelativo, pari a 100 per i condotti in PVC.

Per un corretto dimensionamento è necessario stabilire il numero di abitanti equivalenti relativi al lotto di progetto. Si sono considerati 4 A.E. per ogni edificio unifamiliare, 8 A.E. per ogni edificio bifamiliare e 12 A.E. per ogni edificio trifamiliare, per un totale di 84 A.E.

La portata media (Q_{24}) scaricata nella fognatura nera da ciascun comparto è stata calcolata come prodotto della dotazione idrica pro-capite pari a 200 l/A.E./d, moltiplicata per il numero di AE gravanti sulla fognatura, mentre la portata di progetto sarà pari alla portata di punta (Q_p) che è data dalla portata media moltiplicata per un certo coefficiente di punta, come mostrato di seguito.

$$Q_{24} = \frac{Dot \cdot A.E.}{86400} \quad [l/s]$$

$$Q_p = C_{max} \cdot Q_{24} \quad [l/s]$$

dove:

- Q_{24} = portata nera media in l/s
 Q_p = portata nera di punta in l/s
 C_{max} = 3 coefficiente di punta
 $A.E.$ = abitanti equivalenti
 Dot = Dotazione idrica giornaliera l/AE/d

Nella tabella seguente si riportano le portate di acque nere di progetto:

AE	DOT. IDRICA PRO-CAPITE	Q24	Qp
	l/AE/d	l/s	l/s
84	200	0.19	0.58

Dalla tabella sopra riportata è evidente che la massima portata di punta proveniente dall'intero lotto è pari a 0.58 l/s. Per lo smaltimento di tale portata, la tubazione in PVC Ø250 mm prevista è ampiamente sufficiente. Tale diametro garantisce infatti lo smaltimento di tale portata con un grado di riempimento del 8% circa, considerando la pendenza di progetto dello 0.5% e come coefficiente di scabrezza di Gaukler e Strickler il valore di 100.

4.3 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

L'impianto di sollevamento sarà realizzato su un'area tale da consentire lo spazio per la sosta di mezzi e garantire che tutti gli interventi di manutenzione possano essere eseguiti all'interno dell'area recintata. Planimetria e dettagli costruttivi dell'impianto di sollevamento sono riportati negli elaborati grafici. Il progetto del sollevamento prevede le seguenti opere.

- Realizzazione di pozzetto di arrivo 100x100 cm in cls prefabbricato provvisto di paratoia in acciaio Inox Aisi 304 con tenuta su quattro lati di dim. 30x30 cm e volantino di manovra asportabile. La quota di fondo della condotta in PVC di conferimento è prevista ad una quota di 175 cm rispetto al piano previsto per l'impianto di sollevamento.
- Realizzazione di impianto di sollevamento costituito da una cameretta in cls (carrabile) delle dimensioni di 400x260x420 (h) cm, costituita da vasca di accumulo delle dimensioni interne di 200x200x360 (h) cm e pozzetto di rilancio di 120x200x125 (h), prevedendo il riempimento a livello in polistirolo denso nel volume sottostante. All'interno della vasca di accumulo si prevede la posa di n°2 elettropompe sommergibili del tipo Xylem Flygt DP3069 LT con girante arretrata da 125 mm e motore elettrico asincrono trifase, 400 Volt, 50 Hz, con potenza

nominale di 1,5 kW, portata al punto di lavoro di 2,6 l/s e prevalenza di 4,10 m.

L'elettropompa sarà completa di:

- piede di accoppiamento automatico da fissare sul fondo vasca, con curva flangiata UNI PN 10 DN 80, completo di tasselli di fissaggio ad espansione e porta guide superiore;
- catena per il sollevamento in acciaio inox Aisi 304 con anello di ripresa;
- condotte di mandata DN 65, dai piedi di accoppiamento fino al collettore, complete di curve, flange, tronchetti passa muro flangiati;
- cavo elettrico sommergibile, $l = 10$ m, di sezione $4G1,5+2x1,5$ mm²;
- un tubo di calma in PVC per il sensore piezoresistivo con collari inox di fissaggio.

Ai fini del collegamento idraulico saranno previsti:

- due giunti antivibranti;
- due coppie di tubi guida acciaio inox Aisi 304;
- quattro giunti flangiati in corrispondenza delle curve a 90°;
- due valvole di non ritorno a palla in G.S. DN 65;
- due saracinesche in G.S. a corpo piatto e cuneo gommato DN 65;
- un collettore DN 65, chiuso lateralmente da fondelli, completo di 2 derivazioni DN 65 per le condotte di mandata e una derivazione DN 50 per la condotta di ritorno in vasca, nonché di una derivazione DN 65 per il collegamento alla condotta premente;
- una saracinesca a cuneo gommato DN 50
- uno sfiato automatico a tre funzioni anti colpo d'ariete DN 50
- una condotta di fondo in acciaio inox $\varnothing 50$ con clapet per svuotamento del vano pompe

Il collettore e dunque la condotta premente saranno collocati alla profondità di 100 cm per consentire interventi manutentivi senza la necessità di entrare all'interno del manufatto. In copertura al manufatto sarà prevista un'apertura 120x60 sul locale valvole, un'apertura 120x60 sulla vasca di accumulo dotata di griglia anticaduta in PRFV e un'apertura 40x40 sulla vasca di accumulo in corrispondenza degli interruttori a galleggiante e del sensore piezoresistivo.

4.3.1 Condotta in pressione

Dall'impianto di sollevamento parte la condotta in pressione da realizzarsi in PE 100 PFA 16 con $\varnothing 63$ mm, della lunghezza di circa 65 m fino al pozzetto esistente. Il dislivello complessivo da coprire fino al pozzetto di conferimento (prevalenza geodetica) è pari a 2,95 m.

4.3.2 Funzionamento dell'impianto

Le opere elettromeccaniche ed elettriche dell'impianto di sollevamento saranno realizzate

nel rispetto delle specifiche tecniche di Hera S.p.A., in quanto Ente gestore dell'impianto. Le opere di progetto includono il collegamento alla rete per l'alimentazione elettrica e la relativa posa dei cavi alle utenze, la realizzazione di impianto di messa a terra e di un quadro BT di comando e distribuzione. Sarà presente un sistema microcontrollore per l'automazione dell'impianto, i cui dati saranno inviati tramite GSM alla centrale di controllo dell'Ente gestore.

Le due pompe funzioneranno in maniera alternata ad ogni avvio o in sostituzione una dell'altra in caso di blocco. I dati monitorabili da telecontrollo includeranno il livello d'acqua misurato in vasca, l'eventuale blocco di una delle pompe, il numero di avvii di ciascuna pompa e il relativo tempo di funzionamento. Il sistema è stato dimensionato in modo da non superare 8 avvii per ogni ora, considerando l'attacco al raggiungimento del livello massimo (100 cm) e lo stacco al livello minimo (40 cm), posto cautelativamente a quota superiore rispetto al limite di operatività della pompe sommergibile.

4.3.3 Dimensionamento e verifica dell'impianto di sollevamento

Sono di seguito esposti brevemente i criteri seguiti per il dimensionamento della vasca di aspirazione, della condotta premente e delle elettropompe che sono state previste per il sollevamento dell'intera gamma delle portate in arrivo all'impianto di progetto. Inoltre sono riportati, tutti i calcoli di dettaglio della condotta premente.

4.3.3.1 Dimensionamento della vasca di aspirazione

4.3.3.1.1 Formule utilizzate

Il dimensionamento della vasca di aspirazione è effettuato tenendo presente le seguenti considerazioni:

- il numero e la portata delle pompe;
- la necessità di ridurre i volumi al minimo necessario per evitare vasche troppo profonde, l'aumento irragionevole della prevalenza geodetica e quindi dei costi energetici;
- limitare gli attacchi-stacchi di ogni elettropompa nell'unità di tempo.

Sulla base del numero di avviamenti orari massimi, si determina il volume utile competente ad ogni elettropompa installata secondo la relazione:

$$V_u = \frac{T_{cmin} * Q_p}{4} \quad (I)$$

dove:

V_u = volume utile per ogni pompa (l)

Q_p = portata della elettropompa (l/min)

T_{cmin} = tempo minimo di un ciclo calcolato in base al numero massimo di

avviamenti/ora posti uguali a 8.

4.3.3.1.2 Risultati del calcolo

N° 1 pompa in funzione da circa 2,6 l/s

$Q_p \simeq 2,6 \text{ l/s} = 156 \text{ l/min}$

$V_u = 293 \text{ l} = 0,293 \text{ mc}$

Le dimensioni minime ottenibili per la vasca di aspirazione, considerata anche la profondità di conferimento dal pozzetto, sono pari a 200x200x0,70(h_u), dunque il volume utile è superiore rispetto ai volumi di accumulo richiesti.

4.3.3.1.3 Calcolo delle perdite di carico

La prevalenza totale H_t che l'elettropompa deve fornire per sollevare una portata pari a Q con una prevalenza geodetica uguale a H_g è pari a:

$$H_t = H_g + \Delta H_d + \Delta H_c$$

dove ΔH_d sono le perdite di carico distribuite mentre ΔH_c sono quelle concentrate.

Le perdite di carico distribuite sono state calcolate con la formula:

$$\Delta H_d = \lambda \frac{L}{D_i} \frac{U^2}{2g}$$

dove:

ΔH_d = perdite di carico (m)

U = velocità del liquido (m/s)

D_i = diametro interno della condotta (m)

λ = coefficiente di resistenza

Il coefficiente di resistenza λ , è calcolato con la nota formula di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D_i}{3,71} \right)$$

dove:

Re = numero di Reynolds ($\text{Re} = U * D_i / \nu$)

ε = scabrezza assoluta (m)

ν = viscosità cinematica (mq/s)

Le perdite di carico concentrate sono state determinate attraverso la seguente formula:

$$\Delta H_c = k \frac{U^2}{2g}$$

dove k è un coefficiente sperimentale caratteristico delle singole perdite localizzate. Nella tabella seguente sono stati riportati i valori relativi ai coefficienti di perdita considerati.

TIPO DI SINGOLARITA'	k
- saracinesca aperta	0,15
- valvola di ritegno a palla	0,95
- curva a 90° su tubo di mandata della singola pompa	0,20
- curva a 90° su condotta premente (R = 1,5 D)	0,31
- sbocco	1,00
- imbocco nella condotta premente	trascurabile

Di seguito sono stati riportati i dati d'ingresso ed i risultati del calcolo di funzionamento dell'impianto di sollevamento.

4.3.3.1.4 Dati di ingresso

- Altezza geodetica media (Hg): 2,95 m
- Condotta di mandata singola elettropompa: DN 65 mm acciaio Inox Aisi 304
- Lunghezza condotta di mandata singola pompa: 2,75 m
- Portata di punta da sollevare con una pompa in funzione: 2,60 l/s

4.3.3.1.5 Risultati

In allegato alla presente relazione sono stati riportati i risultati del funzionamento dell'impianto di sollevamento, il "sistema tubazioni" con il calcolo delle perdite di carico, la curva caratteristica e la scheda tecnica delle elettropompe sommergibili.

E' stata scelta una elettropompa tipo Xylem Flygt DP3069 LT avente le seguenti caratteristiche:

- Potenza nominale: 1,5 KW
- Passaggio girante: 80 mm
- Mandata/aspirazione: DN 80 mm

La condizione di lavoro risulta la seguente:

- Portata totale sollevata: 2,60 l/s
- Prevalenza totale: 4,10 m
- Potenza assorbita dalla rete: 1,5 KW
- Rendimento idraulico: 20,2 %

Con una portata pari a 2,6 l/s nei cicli di esercizio del sistema di pompaggio si otterrà una velocità del fluido nella condotta in pressione (diametro interno 51,4 mm) pari a 1,26 m/s.

Ozzano dell'Emilia, Settembre 2020

IL PROGETTISTA

(Dott. Ing. Carlo Baietti)




ALLEGATO 2

RISULTATI CALCOLO RETE ACQUE BIANCHE

TABELLA DATI TRATTI

Nome	Sez	Lungh.	Pend	Ac	Phi	Wo	Tr
		[m]	[-]	[ha]		[mc/ha]	[min]
1-2	Pvc315	27.00	0.003	0.04	0.80	50.00	5.00
2-3	Pvc315	15.00	0.003	0.08	0.80	50.00	5.00
3-4	Pvc315	19.00	0.003	0.09	0.80	50.00	5.00
4-5	Pvc400	20.00	0.003	0.10	0.80	50.00	5.00
5-6	Pvc400	40.00	0.003	0.22	0.80	50.00	5.00
6-7	Pvc500	23.00	0.003	0.21	0.80	50.00	5.00
7-8	Pvc500	35.00	0.003	0.12	0.80	50.00	5.00
8-9	Pvc500	9.00	0.003	0.10	0.80	50.00	5.00
9-10	Pvc500	32.00	0.003	0.07	0.80	50.00	5.00
10-12	Pvc500	8.00	0.003	0.00	0.80	50.00	5.00
11-10	Pvc315	80.00	0.003	0.07	0.90	50.00	5.00

Legenda Tabella Tratt

Nome = nome identificativo del tratto inserito lungo il tracciato della rete

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

L = lunghezza del tratto

Pend = pendenza del tratto

Ac = area colante che grava sul tratto

phi = coefficiente di afflusso; indica l'aliquota impermeabile dell'area gravante che effettivamente contribuisce alla formazione della portata nel tratto

Wo = volume dei piccoli invasi; rappresenta la quantità di acqua che resta invasata sul terreno prima che possa cominciare a defluire

Tr = tempo di ruscellamento; rappresenta il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più sfavorito del bacino impiega per arrivare alla rete

TABELLA DATI DI PIOGGIA, SEZIONE IDRAULICA ASSEGNATA AI DIVERSI TRATTI

Nome	Sez	Actot	Phim	a	n	Wp	u	tr	intensità	Qp
		[ha]		[mm/h ⁿ]		[mc]	[l/s/ha]	[min]	[mm/h]	[mc/s]
1-2	Pvc315	0.04	0.80	43.44	0.46	0.41	270.85	4.30	180.25	0.01
2-3	Pvc315	0.12	0.80	43.44	0.46	0.94	284.41	3.93	189.28	0.03
3-4	Pvc315	0.21	0.80	43.44	0.46	1.95	276.31	4.15	183.89	0.06
4-5	Pvc400	0.31	0.80	43.44	0.46	3.32	268.62	4.37	178.77	0.08
5-6	Pvc400	0.53	0.80	43.44	0.46	7.45	252.24	4.91	167.87	0.13
6-7	Pvc500	0.74	0.80	43.44	0.46	10.38	252.44	4.90	168.00	0.19
7-8	Pvc500	0.86	0.80	43.44	0.46	15.17	236.63	5.53	157.48	0.20
8-9	Pvc500	0.96	0.80	43.44	0.46	16.55	238.38	5.45	158.65	0.23
9-10	Pvc500	1.03	0.80	43.44	0.46	21.48	224.13	6.11	149.16	0.23
10-12	Pvc500	1.10	0.81	43.44	0.46	24.62	222.38	6.29	146.83	0.24
11-10	Pvc315	0.07	0.90	43.44	0.46	1.81	267.78	5.47	158.41	0.02

Legenda Tabella Pioggia

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Actot = area colante totale, intesa come somma delle aree dei bacini che gravano, con i loro afflussi, sul tratto in esame;

Phim = coefficiente di afflusso medio delle aree gravanti sul tratto; indica l'aliquota impermeabile media delle aree gravanti sul tratto che effettivamente contribuisce alla formazione della portata

a = coefficiente della legge di pioggia

n = esponente della legge di pioggia

Wp = volume proprio totale invasato dalla rete; è la sommatoria dei volumi propri invasati in tutti i tratti a monte fino al tratto in esame incluso

u = coefficiente udometrico; rappresenta il contributo di piena per unità di superficie Q/A

tr = tempo di riempimento

Qp = portata di pioggia che defluisce lungo il tratto in esame

TABELLA VERIFICHE

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Grmax	Vmax
1-2	Pvc315	0.01	0.00	0.08	26.83	0.71
2-3	Pvc315	0.03	0.00	0.15	49.73	0.97
3-4	Pvc315	0.06	0.00	0.21	70.36	1.09
4-5	Pvc400	0.08	0.00	0.22	58.36	1.21
5-6	Pvc400	0.13	0.00	0.32	85.34	1.30
6-7	Pvc500	0.19	0.00	0.32	68.87	1.47
7-8	Pvc500	0.20	0.00	0.35	73.64	1.49
8-9	Pvc500	0.23	0.00	0.39	82.31	1.50
9-10	Pvc500	0.23	0.00	0.39	83.19	1.50
10-12	Pvc500	0.24	0.00	0.43	91.86	1.47
11-10	Pvc315	0.02	0.00	0.11	35.64	0.83

Legenda Tabella Verifiche

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Qt = portata totale

hmin = tirante minimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata nera defluisce lungo il tratto in esame

hmax = tirante massimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata totale defluisce lungo il tratto in esame

Grmax = grado di riempimento massimo

Vmax = velocità massima