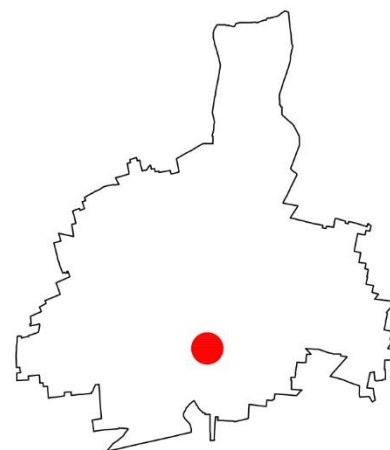




P.A. relativo all'Ambito AT\_19  
Via Val d'Ossola, Ex Garbagnati

Allegato E

Relazione Tecnica Fognatura



PROGETTISTA INCARICATO: Arch. Franco Oggioni

COMMITTENTE:  
Giacomo Garbagnati Spa

COLLABORATORI: Arch. Roberto Rubini

Agg. :

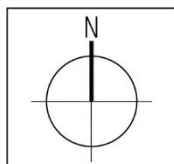
DISEGNATO DA :

CONTROLLATO DA : F.O.

Data : 05 Maggio 2017

Riferimento atti:

Commessa : 144\_MB\_MO/13



**OGGIONI e ASSOCIATI** INGEGNERIA  
ARCHITETTURA  
URBANISTICA

SERVIZI PER L'INNOVAZIONE E  
LA TRASFORMAZIONE DELLE CITTÀ  
20059 Vimercate - Via Torri Bianche, 9  
tel. 039 6082546-472 - fax. 039 6859529

## 0. PREMESSA

Il sistema di fognatura a servizio di nuove lottizzazioni da adottare è di tipo separato.

La rete nera di progetto verrà allacciata alla rete nera esistente mentre la rete delle acque bianche di nuova realizzazione dovrà essere smaltita tramite pozzi di dispersione nell'ambito dell'area di lottizzazione, previo trattamento con desolatore.

## 1. PENDENZE DI POSA, DIAMETRI MINIMI E MATERIALI DELLE CONDOTTE

La scelta dei punti di immissione delle nuove reti sarà subordinata anche ad altri fattori, quali la necessità di rendere i percorsi i più brevi e lineari possibili, nonché garantire, se possibile, pendenze scolanti non inferiori allo 0,2% nel caso di collettori di acque nere e allo 0,1% nel caso di tronchi convoglianti le acque di pioggia.

I diametri delle condotte non dovranno essere inferiori a DN 200 mm per quanto attiene alle reti convoglianti acque nere e DN 160 mm per quanto attiene alle reti convoglianti acque meteoriche.

In occasione di ogni cambiamento di diametro, i profili andranno possibilmente tracciati in modo da allineare i cieli delle condotte, al fine di evitare condizioni di funzionamento in pressione a seguito dell'innesco di profili di rigurgito dovuti ad immissioni laterali.

Le norme e i documenti di riferimento (per i materiali previsti) attualmente vigenti sono :

- **UNI EN 476:** Requisiti generali per componenti utilizzati nelle tubazioni di scarico, nelle connessioni di scarico e nei collettori di fognatura per sistemi di scarico a gravità;
- **UNI EN 1401:** sistemi di tubazioni in materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione in PVC;
- **UNI EN 1916:** tubi di calcestruzzo armato e non armato e rinforzato con fibre di acciaio;
- **UNI EN 681:** elementi di tenuta in elastomero;
- **UNI EN 598 :** Tubi, raccordi ed accessori di ghisa sferoidale e loro assemblaggi per fognatura;
- **UNI EN 588 :** Tubi di fibrocemento per fognature e sistemi di scarico;
- **UNI EN 1852 :** Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione in Polipropilene(PP);
- **UNI EN 8981:** curabilità delle opere e degli elementi prefabbricati in calcestruzzo;
- **UNI EN 12666 :** Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione in Polietilene (PE);
- **UNI 10968 :** Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi interrati non a pressione – Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE);
- **UNI EN 14844:** Prodotti prefabbricati di calcestruzzo – Elementi Scatolari

## 2. COMPONENTI

### 2.1. RETE ACQUE METEORICHE: TUBI PVC RIGIDO

L'impiego di questo materiale è consentito per un range diametrico (esterno) compreso fra 160 mm e 630 mm. La norma di riferimento per questo materiale è la UNI EN 1401-1 (condotte di scarico interrate di acque civili e industriali).

Le caratteristiche principali, previste dalla norma, alle quali dovranno rispondere le tubazioni impiegate sono le seguenti:

#### MATERIA PRIMA

Il contenuto di PVC, determinato secondo il prEN 1905, dovrà essere almeno 80% in massa per i tubi e 85% in massa per i raccordi stampati ad iniezione.

### ASPETTO

La superficie interna ed esterna dei tubi e dei raccordi dovrà essere liscia, pulita e priva di cavità, bolle, impurezze e porosità. Le estremità dei tubi dovranno essere tagliate nettamente e le estremità dei tubi e dei raccordi dovranno essere perpendicolari ai loro assi.

I tubi ed i raccordi dovranno essere colorati in tutto lo spessore della parete. Il colore dovrebbe essere preferibilmente marrone arancio (approssimativamente RAL 8023) o grigio (RAL 7037).

### CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

Le composizioni dei tubi e dei raccordi conformi alla presente norma hanno generalmente queste caratteristiche:

- Modulo di elasticità  $E \geq 3\,000\text{ MPa}$ ;
- Massa volumica media  $\approx 1,4\text{ g/cm}^3$ ;
- Coefficiente medio di dilatazione termica lineare  $\approx 0,08\text{ mm/Mk}$ ;
- Conducibilità termica  $\approx 0,16\text{ WK-1m-1}$ ;
- Resistenza superficiale  $> 1012\ \Omega$ .

### DIMENSIONI

Per essere conforme alla UNI EN 1401 la lunghezza del tubo non dovrà essere inferiore a quella dichiarata dal fabbricante se misurata come mostrato:

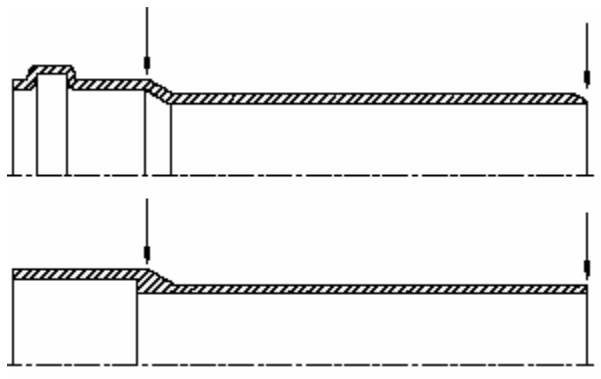


Fig. 1.1 – Standard di misurazione della lunghezza di tubi in PVC rigido Smussatura

Se è richiesta una smussatura, l'angolo di smusso deve essere tra  $15^\circ$  e  $45^\circ$  rispetto all'asse del tubo. Lo spessore rimanente di parete all'estremità del tubo deve essere almeno  $1/3$  di  $e_{\min}$ , spessore minimo del tubo indicato in tabella.

### SPESSORI DI PARETE

Lo spessore della parete dovrà essere conforme alla seguente tabella in cui uno spessore di parete massimo in un punto qualsiasi fino a  $1,2 e_{\min}$  è ammesso purché lo spessore medio della parete,  $e_m$ , sia minore o uguale a quello specificato  $e_{m,\max}$ .

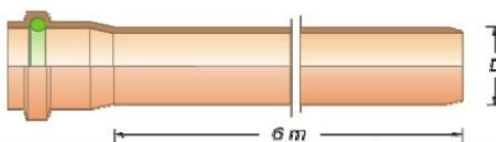
Diametro esterno	SN 4		SN 8	
	$e_{min}$	$e_{m\ max}$	$e_{min}$	$e_{m\ max}$
160	4.0	4.6	4.7	5.4
200	4.9	5.6	5.9	6.7
250	6.2	7.1	7.3	8.3
315	7.7	8.7	9.2	10.4
400	9.8	11.0	11.7	13.1
500	12.3	13.8	14.6	16.3
630	15.4	17.2	18.4	20.5

\*tutte le dimensioni sono in millimetri

Tab. 1.1 – Standard di conformità dello spessore di tubi in PVC rigido

## GIUNZIONI

I tubi in PVC vengono raccordati con giunto a bicchiere con anello elastomerico.



Diametro esterno nominale DN	Bicchiere			Codolo	
	$d_{sm,min}$	$A_{min}$	$C_{max}$	$L_{1,min}$	H
160	160.5	42	32	81	7
200	200.6	50	40	99	9
250	250.8	55	70	125	9
315	316.0	62	70	132	12
400	401.2	70	80	150	15
500	501.5	80	80	160	18
630	631.9	93	95	188	23

\*tutte le dimensioni sono in millimetri

Tab. 1.2 – Dimensioni di bicchieri e codoli per giunti con guarnizione elastomerica

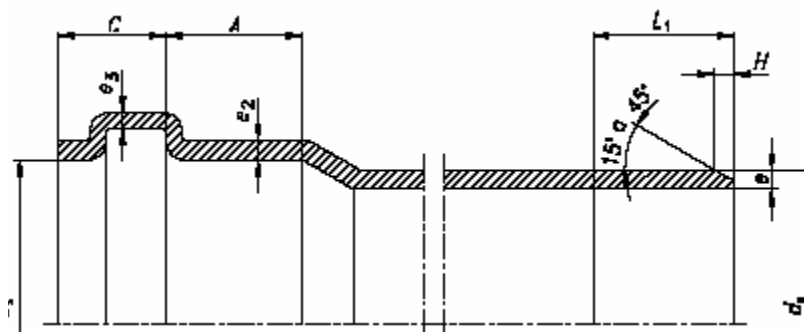


Fig.1.2 – Sezione e codifica elementi dimensionali per tubi in PVC rigido

## RIGIDITÀ ANULARE

La rigidità anulare dovrà essere la seguente:  $\geq 8 \text{ kN/m}^2$  per SDR 34.

## DEFORMAZIONE DIAMETRALE

In condizioni normali di installazione, la deformazione media prevedibile del diametro esterno dei tubi dovrà essere minore dell'8%.

## MARCATURA

I tubi dovranno essere marcati a intervalli di al massimo 2 m, almeno una volta per ogni tubo. Gli elementi della marcatura dovranno essere stampati o formati direttamente sul componente oppure essere su un'etichetta, in modo tale che dopo stoccaggio, esposizione alle intemperie, manipolazione e installazione, sia mantenuta la richiesta leggibilità.

La marcatura minima richiesta per i tubi dovrà essere:

- Numero della norma: EN 1401
- Codice d'area di applicazione: U(area distante più di 1m dal fabbricato) o UD(area al di sotto o distante meno di 1m dal fabbricato)
- Nome del fabbricante e/o marchio di fabbrica
- Dimensione nominale
- Spessore minimo di parete o SDR
- Materiale: PVC-U o PVC
- Rigidità anulare nominale SN
- Informazioni del fabbricante: periodo di produzione, anno e mese, e luogo di produzione in numero o in codice.

Per i raccordi oltre a queste marcature dovrà essere indicato l'angolo nominale.

## 2.2. POZZETTI DI ISPEZIONE

### SEZIONI E TIPOLOGIA DI POSA (CONDOTTE E POZZETTI DI ISPEZIONE)

Si dovranno rappresentare in dettaglio le differenti tipologie di sezioni di posa previste, con i particolari delle trincee di scavo e delle caratteristiche dei materiali di riempimento, anche nel rispetto delle tabella di dimensionamento e caratterizzazione allegata in calce.

Le reti dovranno essere realizzate sfalsate sia planimetricamente, ad evitare che interventi di qualsivoglia tipo sulla più profonda vengano ostacolati dalla presenza di quella più superficiale, sia altimetricamente, al fine di rendere possibili eventuali incroci, con la rete delle acque nere a profondità maggiore. Inoltre, entrambe dovranno essere collocate, quando possibile, al di sotto delle tubazioni della distribuzione idrica, garantendo che tra l'estradosso della rete più superficiale e la generatrice inferiore della rete acquedottistica vi sia un franco di almeno 30 cm. In mancanza di tale condizione dovrà essere garantita adeguata protezione della condotta idrica.

I pozzetti di ispezione per acque bianche possono prevedersi di forma quadrata, del tipo prefabbricato in calcestruzzo vibrato, realizzato con l'impiego di cemento ad alta resistenza ai solfati, ispezionabile, e quindi delle dimensioni interne:

- 60x60 cm in corrispondenza di tutte le condotte di diametro minore uguale a 300 mm (per profondità previste nella tabella in calce);
- 80x80 cm in corrispondenza di tutte le condotte di diametro uguale o superiore a 400 mm ( $\Phi$  800 nel caso si tratti di pozzetti di forma circolare);
- 100x100 cm in corrispondenza dei collettori DN 630 mm;

- 1200x1200 in corrispondenza dei collettori DN 800 mm e così via.

Nota: la tabella consente di verificare quando sia necessario “cerchiare” il pozzetto di nuova posa con un getto di cls su tutti i quattro lati di spessore minimo di 10 cm.

I pozzetti di ispezione e raccordo sulla rete nera sono da prevedersi a base circolare o quadrata, (diametro o misura interna desumibili dalla tabella di dimensionamento e caratterizzazione allegata in calce), in calcestruzzo vibrocompresso di cemento ad alta resistenza, con spessore delle pareti rinforzato, costituiti da: un elemento di base con canale di scorrimento liquami di altezza pari al 50% della condotta, pavimento circostante con pendenza verso il canale, superficie interna della base del pozzetto rivestita con malta a base di polimeri ad elementi silicei, un elemento di rialzo terminale a forma tronco-conica o con soletta di riduzione per passo d'uomo nel caso di pozzetti a forma quadrata, ed eventuali elementi raggiun-giquota di diametro interno utile pari a quello individuato per l'elemento di base.

Le giunzioni dei componenti e degli innesti siano a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomero resistenti ai liquami aggressivi conformi alle norme UNI 4920.

I pozzetti di ispezione devono essere posati a regola d'arte, previo consolidamento del terreno di supporto e previa gettata di congruo spessore di cemento magro di sottofondazione; le operazioni di consolidamento si rendono necessarie per evitare eventuali sfondamenti dovuti al traffico veicolare e perché non si verifichino cali o abbassamenti del manufatto che pregiudicherebbero l'accoppiamento dei giunti pozzetto/condotta o l'integrità della tubazione (all'altezza del punto di passaggio della tubazione dentro al pozzetto) nel caso di condotte passanti (a tal proposito, perché non si verifichi il medesimo inconveniente è importante ricordare che il letto di posa delle condotte deve essere battuto e costipato a perfetta regola d'arte (frequentemente si verificano sostanziali cali delle tubazioni interrate contrapposte a lievissimi abbassamenti dei manufatti di ispezione che creano apprezzabili contropendenze delle tubazioni, con tutti le anomalie funzionali che ne derivano).

Il senso d'immissione nei pozzetti potrà al più essere perpendicolare e mai controcorrente. In ogni caso è preferibile che l'immissione perpendicolare, quando non può essere evitata (strada che devia a 90 gradi), venga realizzata attraverso due successivi inviti a 45 gradi.

Le interdistanze dovranno essere coerenti alle attività di lavaggio e ispezione, nonché alle dimensioni trasversali delle aree impermeabilizzate da drenare.

#### **SPECIFICHE MATERIALI**

Le norme e i documenti di riferimento (per i materiali previsti) attualmente vigenti sono :

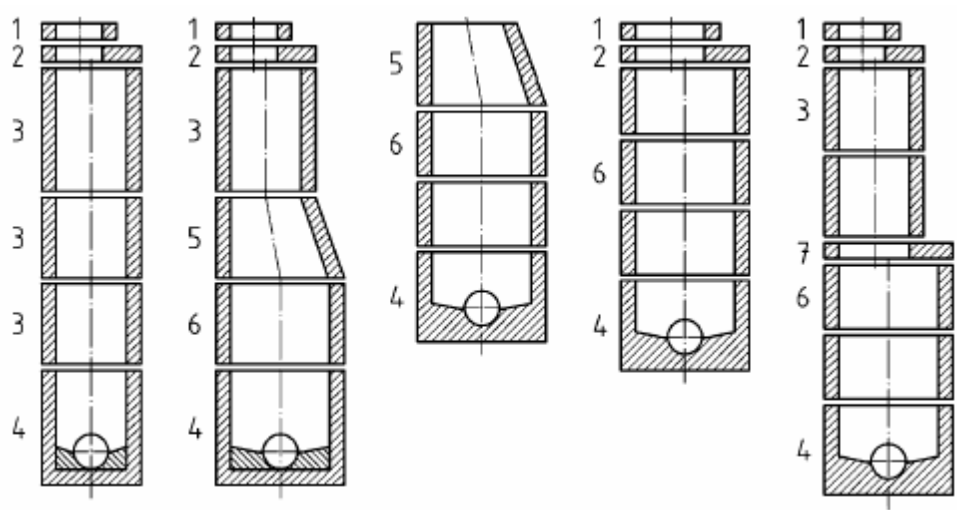
**UNI EN 1917:** Pozzetti e camere di ispezione di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre di acciaio e con armature tradizionali;

#### **POZZETTI D'ISPEZIONE PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO**

La norma di riferimento è la UNI EN 1917 : Pozzetti e camere di ispezione di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre di acciaio e con armature tradizionali.

Per pozzetto si intende la struttura verticale a tenuta d'acqua utilizzata per il collegamento di condotte, per modificarne la direzione e/o la quota, per consentire l'accesso al personale e/o alle apparecchiature di ispezione e di manutenzione e consentire l'aerazione e la ventilazione.

La superficie interna del pozzetto dovrà presentarsi completamente liscia per subire trattamenti protettivi (vernici epossidiche).



- 1- elemento di compensazione
- 2- soletta di copertura
- 3- elemento condotto verticale intermedio
- 4- elemento di base
- 5- elemento conico
- 6- Elemento camera
- 7- Soletta di riduzione

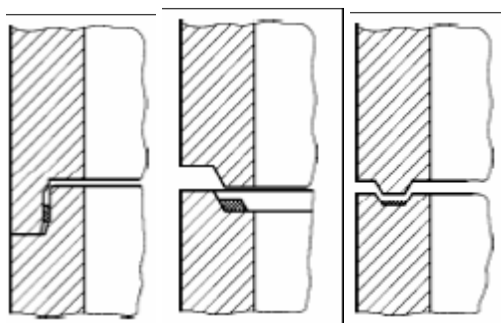


Fig. 1.6 Giunti di tenuta in elastomero

Potranno essere utilizzati elementi a sezione circolare o quadrata purché rispettino quanto decretato dalla normativa e quanto contenuto nell'allegata tabella di verifica delle condizioni di posa.

La tabella allegata mette in relazione le dimensioni interne dei pozzetti, lo spessore delle pareti, l'altezza degli elementi e la profondità di posa.

#### APERTURA PER L'INGRESSO DI PERSONE

La norma UNI EN 476 stabilisce che i pozzetti di ispezione accessibili al personale devono avere un DN/DI uguale o maggiore di 1 000; è possibile l'ingresso occasionale di personale munito di imbracatura anche in pozzetti con DN maggiore di 800.

Le camere di ispezione con DN/DI minore di 800 mm consentono l'introduzione di attrezzature di pulizia e apparecchiature di ispezione e di prova ma non l'accesso del personale. A questo proposito, per un rapido ed efficace dimensionamento dei pozzetti di ispezione (misura interna) e per i relativi dispositivi di chiusura si rimanda allo specifico allegato, che mette in relazione il diametro della tubazione e la profondità di posa.

## CONNESSIONE DEI TUBI

Le tolleranze angolari prescritte per il posizionamento delle connessioni agli elementi verticali devono essere  $\pm 3^\circ$  orizzontalmente; le tolleranze di livello di tali connessioni devono essere  $\pm 15$  mm, senza alcuna pendenza di ritorno tra ingresso e uscita.

La distanza minima tra le superfici esterne di due tubi di collegamento deve essere uguale allo spessore di parete dell'elemento al quale sono collegati o a 100 mm, quale che sia il minore.

## MARCATURA

Ciascun elemento o, qualora la marcatura non sia realizzabile su di esso, ciascuna unità di imballaggio, deve essere marcato in modo chiaro e indelebile. La marcatura deve includere almeno le informazioni seguenti:

- nome del fabbricante, marchio commerciale o identificativo e luogo di produzione;
- il numero della norma quindi EN 1917;
- la data di fabbricazione;
- identificazione del materiale dell'elemento;
- identificazione dell'eventuale organismo di certificazione di terza parte;
- classe di resistenza o carico minimo di schiacciamento verticale.

*In alternativa all'utilizzo di pozzetti di ispezione in calcestruzzo è possibile valutare l'utilizzo di pozzetti prefabbricati in polietilene a media densità.*

## 2.3. CHIUSINI E CADITOIE

I chiusini saranno in ghisa sferoidale, conformi alla norma UNI EN 124 che dispone la suddivisione di tali dispositivi in classi in funzione del luogo di impiego, di forma rotonda e con diametro minimo interno di 600 mm.

La raccolta delle acque meteoriche sarà effettuata con griglie asolate rialzabili in ghisa sferoidale, classe di appartenenza non inferiore a C250, secondo la Norma EN 124 e telaio di dimensioni interne almeno 400 x 400 mm.

Il pozzetto della caditoia si preveda del tipo con sifone incorporato, privo di vaschetta di raccolta; l'immissione dell'acqua raccolta dalla caditoia nella dorsale portante verrà realizzata con fognoli di diametro non inferiore a 160 mm, posti in esercizio con pendenza almeno pari allo 0,1% (uno per mille), che si innesteranno direttamente ai pozzetti, mantenendo in tal modo l'integrità della dorsale stessa e le relative caratteristiche di tenuta idraulica. Qualora ciò non fosse possibile, l'allacciamento dovrà essere nell'intradosso della stessa della condotta fognaria e in ogni caso la quota di scorrimento del raccordo d'innesto non dovrà essere inferiore alla quota corrispondente al massimo riempimento di progetto del tronco ricettore. Inoltre, il raccordo d'innesto non dovrà sporgere all'interno della sezione del tronco ricettore per più di 5 cm, al fine di evitare impedimenti alla regolare capacità di trasporto di quest'ultimo.

Dovrà essere prevista la posa di una caditoia ogni 150 mq max di superficie stradale.

A ciascuna caditoia dovranno competere circa 3-4 l/s di portata massima (cfr. Tabella 4 paragrafo "Valori di portata al colmo al variare della superficie contribuente del bacino") da convogliare alle dorsali di drenaggio, perfettamente compatibile con



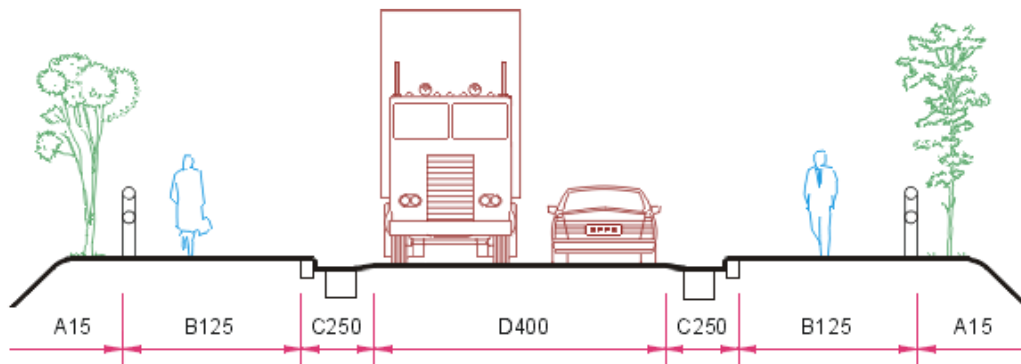
il funzionamento a bocca piena del fognolo previsto in esercizio. In tal modo è previsto non si instauri un battente idrico maggiore di 2 cm sulla superficie drenante della griglia.

Le norme e i documenti di riferimento (per i materiali previsti) attualmente vigenti sono :

**UNI EN 124:** dispositivi di coronamento e chiusura;

La norma di riferimento è la UNI EN 124 che si occupa dei “dispositivi di coronamento e chiusura”

e dispone la suddivisione di tali dispositivi in classi in funzione del luogo di impiego.



#### ZONE DI IMPIEGO

- **Classe A 15** - Zone esclusivamente pedonali e ciclistiche – superfici quali spazi verdi: carico di rottura kN 15;
- **Classe B 125** - Marciapiedi - zone pedonali aperte occasionalmente al traffico - aree di parcheggio e parcheggi a più piani per autoveicoli: carico di rottura kN 125;
- **Classe C 250** - Cunette ai bordi delle strade che si estendono al massimo fino a 0,5mt sulle corsie di circolazione e fino a 0,2 mt sui marciapiedi - banchine stradali e parcheggi per autoveicoli pesanti: carico di rottura kN 250;
- **Classe D 400** - Vie di circolazione (strade provinciali e statali) - aree di parcheggio per tutti i tipi di veicoli: Carico di rottura kN 400;
- **Classe E 600**- Aree speciali per carichi particolarmente elevati quali porti ed aeroporti: carico di rottura kN 600.

#### MATERIALI

I materiali utilizzati per la fabbricazione dei dispositivi di chiusura e di coronamento possono essere i seguenti:

- ghisa a grafite lamellare
- ghisa a grafite sferoidale

#### MARCATURA

Un prodotto per essere conforme alla UNI EN 124 deve riportare, su tutti i propri elementi, obbligatoriamente le seguenti marcature:

- UNI EN 124 (come riferimento alla presente norma)
- la classe corrispondente (per esempio D 400) o le classi corrispondenti per i quadri utilizzati per più classi (per esempio D 400 - E 600)
- il nome e/o il marchio di identificazione del fabbricante e il luogo di fabbricazione che può essere in codice

- il marchio di un ente di certificazione

Possono inoltre riportare:

- marcature aggiuntive relative all'applicazione o al proprietario
- l'identificazione del prodotto (nome e/o numero di catalogo)

Le marcature di cui sopra devono essere riportate in maniera chiara e durevole e devono, dove possibile, essere visibili quando l'unità è installata.

Come standard aziendali sono utilizzati chiusini e griglie in ghisa sferoidale conformi alla UNI EN 124, prodotti da ditta certificata ISO 9001: 2000. Inoltre si prescrive l'utilizzo di chiusini e caditoie in ghisa prodotta in Paesi appartenenti alla CEE.

La ghisa sferoidale è designata secondo la UNI EN 1563 con le lettere GJS seguite da due numeri: Il primo numero rappresenta il valore della resistenza a trazione in  $N/mm^2$ , il secondo rappresenta il valore percentuale dell'allungamento.

La ghisa sferoidale utilizzata è la GJS 500-7 che deve soddisfare i seguenti requisiti:

- resistenza minima a trazione  $R_m = 500 N/mm^2$
- limite convenzionale di elasticità  $RP 0,2\% R_p = 320 N/mm^2$
- allungamento % minimo  $A_o = 7$
- durezza Brinell HBS 170-230
- struttura ferrite+perlite

#### **POSA IN OPERA**

Non sono richiesti particolari accorgimenti se non il rispetto dei consolidati criteri di installazione a regola d'arte.

La base di appoggio del telaio deve essere integralmente sorretta dalla struttura sottostante e pertanto nella scelta tipologica del dispositivo è necessario che la luce netta del telaio coincida con l'apertura libera del pozzetto.

Il dispositivo di coronamento e chiusura deve essere centrato sul pozzetto, livellato e ben ancorato alla struttura sottostante con la quale deve costituire un insieme stabile. Tutti i telai sono provvisti di idonei fori, asole o alette perimetrali e devono essere ancorati alla fondazione mediante opportuni tirafondi o staffe.

### 3. PROGETTAZIONE E VERIFICA DELLE RETI DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

#### DATI DI PROGETTO

Il dimensionamento deve avere come obiettivo fondamentale quello di garantire il regolare deflusso della portata di progetto nel rispetto delle velocità in rete, ammissibili definite.

La portata massima in condotta va calcolata in accordo con le seguenti indicazioni e in considerazione di dati che dovranno essere accuratamente acquisiti e reperiti:

- regime delle precipitazioni intense (parametri  $a$  ed  $n$  della curva di possibilità pluviometrica);
- dimensioni del bacino afferente alla rete di progetto;
- caratteristiche del bacino afferente alla rete di progetto (tipologia delle superfici, pendenza media del terreno);
- coefficiente di afflusso medio in fognatura;
- caratteristiche della tubazione di progetto (materiale e relativa scabrezza, pendenza).

#### 3.1. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA PLUVIALE E DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI

La determinazione della portata di piena al colmo avverrà mediante l'utilizzo di un metodo dato dall'applicazione di un modello deterministico di trasformazione basato sui dati pluviometrici, normalmente più numerosi di quelli idrometrici. Ammettendo quindi che un evento di piena di portata al colmo di dato tempo di ritorno venga prodotto da una precipitazione dello stesso tempo di ritorno, può essere utilizzato, in mancanza di informazioni precise sulle serie temporali che caratterizzano la pluviometria del bacino, un modello deterministico di trasformazione afflussi-deflussi considerando eventi meteorici di intensità costante.

#### PIOGGE INTENSE

Per il calcolo delle portate di piena prodotte dal comparto, inteso come insieme di sottobacini imbriferi afferenti al punto di recapito al ricettore, la massima portata dipende dall'altezza di pioggia caduta in un tempo critico "t" assunto pari al tempo di corrivazione del bacino in esame. Per l'individuazione di tale pioggia è necessario effettuare un'analisi del regime delle precipitazioni intense sul territorio.

Ci si riferisce alla relazione che lega l'altezza delle precipitazioni  $h_d(T)$  alla durata  $d$  ed al tempo di ritorno  $T$ , relazione nota come Curva di Possibilità Pluviometrica (C.P.P.), esprimibile nella forma monomia:

$$h_d T = a T \cdot d \text{ (mm)}$$

in cui i parametri  $a$  ed  $n$ , funzioni in generale di  $T$ , sono stimati sulla base delle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione di differente durata.

In particolare, per la stima delle curve di possibilità climatica, relative ai tempi di ritorno di interesse valide per il comprensorio della Provincia di Modena, si adottano curve a due rami e quattro parametri  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $n_1$ ,  $n_2$ , ovvero:

$$h(d, T) = a_1 d^{n_1} + a_2 d^{n_2} < 1 \text{ h}$$

<b>Tempo di ritorno</b>	<b>a1 (mm/h)</b>	<b>n1</b>	<b>a2 (mm/h)</b>	<b>n2</b>
<b>[anni]</b>	<b>[t&lt;1 h]</b>	<b>[t&lt;1 h]</b>	<b>[t&gt;1 h]</b>	<b>[t&gt;1 h]</b>
<b>2</b>	23.5	0.355	22.2	0.300
<b>5</b>	33.2	0.345	31.1	0.263
<b>10</b>	39.5	0.342	36.9	0.245
<b>20</b>	45.6	0.340	42.5	0.235
<b>50</b>	53.5	0.339	49.8	0.245
<b>100</b>	59.4	0.338	55.3	0.216

Il tempo di ritorno da adottare nel dimensionamento delle reti di drenaggio delle acque meteoriche di comparto è pari a 20 anni.

### CARATTERISTICHE DEL BACINO AFFERENTE ALLA RETE DI PROGETTO

Non tutto il volume affluito durante una precipitazione giunge alla rete idrica superficiale: vi sono infatti fenomeni idrologici legati all'infiltrazione ed all'immagazzinamento di acque nelle depressioni superficiali che incidono sul volume d'acqua piovuta. Tali fenomeni possono essere convenientemente espressi attraverso l'impiego di un coefficiente "φ" detto coefficiente di deflusso.

Poiché risulta difficile classificare le diverse realtà urbane secondo le varie tipologie proposte in letteratura, più recentemente, al fine della stima del coefficiente di deflusso, sono state proposte delle relazioni che legano tale coefficiente unicamente all'aliquota "Im" di aree impermeabili del bacino effettivamente connesse alla rete di drenaggio.

Si è giunti a proporre la formula seguente per il calcolo del coefficiente di deflusso di un bacino:

$$PERM \cdot IMP \cdot \phi = \phi (1 - I) + \phi I \quad (f2.2)$$

i cui valori dei contributi  $_{PERM}$  e  $_{IMP}$ , rispettivamente delle aree permeabili ed impermeabili, sono a rigore da assumersi variabili con tempo di ritorno T di progetto secondo quanto riportato nella seguente tabella:

<b>T (anni)</b>	<b>PERM</b>	<b>IMP</b>
<b>&lt;2</b>	0.00 – 0.15	0.60 – 0.75
<b>2 – 10</b>	0.10 – 0.20	0.65 – 0.80
<b>&gt;10</b>	0.15 – 0.25	0.70 – 0.90

Ai fini del dimensionamento delle reti di drenaggio delle acque meteoriche di comparto si adotta un tempo di ritorno pari a 20 anni, e conseguentemente i seguenti valori di  $_{PERM}$  e  $_{IMP}$ :

<b>T (anni)</b>	<b>PERM</b>	<b>IMP</b>
<b>20</b>	0.20	0.90

Tab. 2.2 – Valori dei coefficienti di deflusso da adottarsi per le aree permeabili ed impermeabili di comparto.

Si pone dunque il problema di valutare che cosa sia permeabile.

In generale, ogni tipo di copertura che consenta la percolazione nel suolo almeno ai tassi di infiltrazione propri del suolo "naturale" in posto è da considerare **permeabile**. Sono quindi certamente permeabili tutte le superfici mantenute a verde. Vengono considerate tali anche le superfici ghiaiate non drenate, ovvero non servite da rete di fognatura dedicata.

Le coperture del suolo che possono essere considerate **semi-permeabili**, ovvero con grado di permeabilità pari al 50% quindi da computarsi per metà come permeabili e per metà come impermeabili, comprendono il caso delle griglie plastiche portanti, strutture di pavimentazione costituite da elementi a griglia con percentuale di vuoti molto alta e con caratteristiche tali da non indurre una compattazione spinta del terreno, e degli elementi di pavimentazione tipo "Betonella" e similari, presentando anch'essi una buona percentuale di vuoti. Tra le superfici semipermeabili si annoverano anche le aree ghiaiate drenate, ossia servite da rete fognaria.

Sono invece certamente **impermeabili** le superfici asfaltate e cementate, oltre alle coperture degli edifici. Allo stesso modo sono da considerare le superfici in misto granulare stabilizzato e altri materiali analoghi.

Ai fini della stima delle percentuali permeabili e impermeabili, nel caso in cui si presentino elementi da valutare caso per caso, è compito del progettista dell'intervento di trasformazione delle superfici certificare, attraverso gli elaborati progettuali, il tasso di permeabilità delle soluzioni adottate.

Riepilogando, nella valutazione del grado di permeabilità relativo alla superficie da urbanizzare utile alla determinazione della frazione contribuente della superficie stessa ai fini del calcolo delle portate meteoriche, si adottano le seguenti posizioni:

<b>Tipo di superficie</b>		
Aree verdi, aiuole, giardini	permeabile	0%
Aree ghiaiate non drenate	permeabile	0%
Parcheggi con grigliati in materiale plastico	semi-permeabile	50%
Aree pavimentate tipo "Betonella" (parcheggi)	semi-permeabile	50%
Aree ghiaiate drenate	semi-permeabile	50%
Coperture edifici	impermeabile	100%
Aree asfaltate e cementate (strade, parcheggi, piazzali)	impermeabile	100%
Aree in misto granulare stabilizzato (strade, parcheggi, piazzali)	impermeabile	100%

Tab. 2.3 – Valutazione del grado di permeabilità dell'area oggetto di urbanizzazione a seconda del tipo di superficie.

La determinazione, infine, dell'aliquota "I<sub>m</sub>" che rappresenta la **percentuale di area impermeabile**

rispetto a quella totale di comparto, si calcola sulla base dei valori di estensione delle diverse

superfici fornite dai progettisti come:

$$I_m = \frac{A_{imp}}{A_{tot}} \quad (f2.3)$$

#### STIMA DELLE PORTATE METEORICHE GENERATE

Si adotta quale modello di trasformazione afflussi-deflussi per la stima delle portate meteoriche generate dal comparto il **metodo cinematico o della corrivazione**.

La stima delle portate bianche defluenti nella rete di drenaggio di comparto viene condotta mediante la formula razionale, partendo dai dati pluviometrici e considerando per la sezione da dimensionare/verificare un bacino idrologico-idraulico costituito da un unico "serbatoio" caratterizzato da una propria superficie (data dalla sommatoria delle superfici idraulicamente a monte della sezione considerata), un proprio coefficiente di deflusso (valor medio pesato come da formula f2.2) e un tempo di corrivazione caratteristico.

$$Q = \phi \cdot i \cdot A \text{ (f2.4)}$$

Dove:

$\phi$  è il coefficiente di deflusso medio del bacino considerato;

$i = a \cdot d_{n-1}$  è l'intensità di pioggia corrispondente ad una durata di precipitazione  $d$ ;

$A$  è la superficie del bacino considerato.

L'evento critico, che a parità di tempo di ritorno definisce il valore massimo di portata, è, come detto, caratterizzato da durata pari al tempo di corrivazione del bacino.

La portata al colmo calcolata assume dunque la forma:

$$Q_{atnA}$$

$$c = \phi \cdot \cdot \cdot -1 \cdot$$

Il tempo di corrivazione del bacino si determina attraverso la relazione:

$$t_c = t_a + t_r \text{ (f2.5)}$$

dove  $t_a$  è il *tempo di accesso alla rete* relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo e  $t_r$  è il *tempo di rete*.

Il tempo di accesso  $t_a$  è sempre stato di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la natura della stessa ed il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché dell'altezza della pioggia precedente l'evento critico di progetto; tuttavia il valore normalmente assunto nella progettazione è sempre stato compreso entro l'intervallo di 5 – 20 minuti (*Centro Studi Deflussi Urbani*); i valori più bassi essendo validi per le aree di minore estensione, più attrezzate e di maggior pendenza e i valori più alti nei casi opposti.

Analogamente altri autori suggeriscono di adottare in zone fittamente edificate un valore del tempo di accesso alla rete pari a 5 minuti mentre in zone rade e piatte con pozzetti di introduzione in fognatura molto distanti valori variabili fra i 20 e i 30 minuti (*Di Fidio*).

Per il calcolo della portata scaricata a urbanizzazione realizzata, considerando un comparto "tipo" per caratteristiche di grado di impermeabilizzazione, a seconda dell'estensione dello stesso e della pendenza media del terreno, mediando tra i range descritti, si può adottare un tempo di accesso alla rete pari a 10÷15 minuti.

Per quanto riguarda invece il *tempo di rete*  $t_r$  esso è calcolabile come somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria in progetto.

Per la velocità di percorrenza si possono adottare valori medi compresi tra 0,5 e 1,5 m/s a seconda delle pendenze medie del terreno; adottando la formula del metodo cinematico e determinando la lunghezza massima che l'acqua deve percorrere lungo la rete di progetto (riferendosi

alla geometria effettiva della rete), il tempo di rete, espresso in secondi, è pari a:

$$t_r = \frac{L(m)}{v(m/s)} \quad (f2.6)$$

Pertanto, nella definizione del tempo di corrivazione da adottare si assumono le seguenti posizioni:

A. per nuove reti di drenaggio delle acque meteoriche a servizio di urbanizzazioni di **superficie totale superiore di 5 ha e pendenza media del terreno inferiore all'1%**, è possibile, con buona approssimazione, fissare il **tempo di corrivazione**, che coincide con la durata critica del bacino, a **30 minuti**;

B. in tutti gli altri casi si adotta un **tempo di corrivazione** paria **20 minuti**.

#### **DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI**

La scelta dei diametri delle tubazioni in funzione della scabrezza del materiale impiegato, della pendenza imposta, delle portate massime da smaltire determinate e quindi del grado di riempimento, viene effettuata sfruttando la formula inversa dell'**equazione di Chezy**:

$$Q = XA Ri \quad (f2.7)$$

Dove:

A = area della sezione occupata dall'acqua;

R = A/B Raggio idraulico;

B = Contorno bagnato;

i = pendenza di fondo;

X = Ks (R<sup>1/6</sup>) coefficiente di scabrezza;

Ks = coefficiente di Gaukler-Strickler.

La verifica idraulica deve dimostrare che la tubazione, dimensionata per smaltire la portata prevista così come calcolata nei paragrafi precedenti, lo faccia rispettando i seguenti parametri:

- la **velocità massima** in condotta non dovrà superare di norma i **2 m/s**, in casi eccezionali i 4 m/s;
- il **riempimento massimo** della condotta non dovrà superare il **70%** della sua sezione.

Relativamente alla scelta dei materiali delle condotte, si dovrà tenere conto delle relative caratteristiche intrinseche e del campo di diametri ricoperto.

### PROCEDURA SEMPLIFICATA DI CALCOLO

Seguendo i criteri illustrati al paragrafo precedente ed assumendo, a seconda dei casi, le seguenti ipotesi di progetto:

A. Tempo di ritorno  $T_r = 20$  anni; Tempo di corrivazione  $t_c = 30$  minuti

B. Tempo di ritorno  $T_r = 20$  anni; Tempo di corrivazione  $t_c = 20$  minuti

si perviene al dimensionamento/verifica dei tronchi fognari di interesse.

Applicando la (f2.4) si ottiene la portata al colmo di progetto con cui dimensionare/verificare la condotta.

### VALORI DI PORTATA AL COLMO TABULATI AL VARIARE DELLA SUPERFICIE CONTRIBUENTE DEL BACINO

<b>i (Tr=20 anni; d=30 min) [mm/h]</b>	<b>S contrib [mq]</b>	<b>Q</b>
72.05	500	10.01
	1000	20.01
	1500	30.02
	2000	40.03
	2500	50.04
	3000	60.04
	3500	70.05
	4000	80.06
	4500	90.06
	5000	100.07
	5500	110.08
	6000	120.09
	6500	130.09
	7000	140.10
	7500	150.11
	8000	160.12
	8500	170.12
	9000	180.13
	9500	190.14
	10000	200.14
	11000	220.16
	12000	240.17
	13000	260.19
	14000	280.20
	15000	300.22



16000	320.23
17000	340.24
18000	360.26
19000	380.27
20000	400.29
22000	440.32
24000	480.35
26000	520.37
28000	560.40
30000	600.43
32000	640.46
34000	680.49
36000	720.52
38000	760.55
40000	800.58
42000	840.60
44000	880.63
46000	920.66
48000	960.69
50000	1000.72
55000	1100.79
60000	1200.86
65000	1300.93
70000	1401.01
75000	1501.08
80000	1601.15
85000	1701.22
90000	1801.29
95000	1901.37
100000	2001.44

Tab. 2.4 – Valori di portata al colmo per  $T_r=20$  anni e  $d=30$  minuti al variare della superficie

i (Tr=20 anni; d=20 min) [mm/h]	S contrib [mq]	Q [l/s]
94.16	500	13.08
	1000	26.16
	1500	39.23
	2000	52.31
	2500	65.39
	3000	78.47
	3500	91.54
	4000	104.62
	4500	117.70
	5000	130.78
	5500	143.86
	6000	156.93
	6500	170.01
	7000	183.09
	7500	196.17
	8000	209.24
	8500	222.32
	9000	235.40
	9500	248.48
	10000	13.08
	11000	26.16
	12000	39.23
	13000	52.31
	14000	65.39
	15000	78.47
	16000	91.54
	17000	104.62
	18000	117.70
	19000	130.78
	20000	143.86
	22000	156.93
	24000	170.01
	26000	183.09
	28000	196.17

30000	209.24
32000	222.32
34000	235.40
36000	248.48
38000	261.55
40000	287.71
42000	313.87
44000	340.02
46000	366.18
48000	392.33
50000	418.49
55000	444.64
60000	470.80
65000	496.95
70000	523.11
75000	575.42
80000	627.73
85000	680.04
90000	732.35
95000	784.66
100000	836.97

Tab. 2.5 – Valori di portata al colmo per  $T_r=20$  anni e  $d=20$  minuti al variare della superficie

La scelta del tipo di condotta da adottare / verifica del tipo di condotta adottata, in funzione delle portate al colmo da smaltire e delle pendenze di posa disponibili è assistita dalle tabelle seguenti che riportano i valori di portata smaltita e relativa velocità per condotte in PVC e CLS a seconda del diametro nominale, al variare della pendenza di posa, assumendo un grado di riempimento GR = 70%.

PVC SN8															
Ks [m^(1/3)/s]	85														
GR	70%														
Pendenza i [m/m]	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0075	0.0100	0.0150	0.0200	0.0250	0.0300	0.0400	0.0500
<b>DN 200</b>															
D [m]	0.1882														
Portata GR=70% Q [l/s]	8.2	10.0	11.5	12.9	14.1	16.3	18.2	22.3	25.8	31.6	36.5	40.8	44.7	51.6	57.7
Velocità [m/s]	0.39	0.48	0.55	0.62	0.68	0.78	0.88	1.07	1.24	1.52	1.75	1.96	2.15	2.48	2.77
<b>DN 250</b>															
D [m]	0.2354														
Portata GR=70% Q [l/s]	14.8	18.1	21.0	23.4	25.7	29.6	33.1	40.6	46.9	57.4	66.3	74.1	81.2	93.7	104.8
Velocità [m/s]	0.46	0.56	0.64	0.72	0.79	0.91	1.02	1.25	1.44	1.76	2.04	2.28	2.49	2.88	3.22
<b>DN 315</b>															
D [m]	0.2966														
Portata GR=70% Q [l/s]	27.4	33.6	38.8	43.4	47.5	54.9	61.4	75.2	86.8	106.3	122.7	137.2	150.3	173.6	194.1
Velocità [m/s]	0.53	0.65	0.75	0.84	0.92	1.06	1.19	1.45	1.68	2.06	2.38	2.66	2.91	3.36	3.76
<b>DN 400</b>															
D [m]	0.3766														
Portata GR=70% Q [l/s]	51.9	63.5	73.4	82.0	89.9	103.8	116.0	142.1	164.1	200.9	232.0	259.4	284.2	328.1	
Velocità [m/s]	0.62	0.76	0.88	0.98	1.08	1.25	1.39	1.71	1.97	2.41	2.79	3.11	3.41	3.94	
<b>DN 500</b>															
D [m]	0.4708														
Portata GR=70% Q [l/s]	94.1	115.2	133.1	148.8	163.0	188.2	210.4	257.7	297.5	364.4	420.8	470.5	515.4		
Velocità [m/s]	0.72	0.89	1.02	1.14	1.25	1.45	1.62	1.98	2.29	2.80	3.23	3.61	3.96		
<b>DN 630</b>															
D [m]	0.5932														

Tab. 2.5 – Portata smaltita e relativa velocità per condotte in PVC classe SN8, con grado di riempimento GR = 70% al variare della pendenza di posa.

## ANALISI SUPERFICIE PERMEABILE.



Planimetria ambito di intervento

- Tratto A - Superficie impermeabile pari a mq 7.500,00
- Tratto B - Superficie impermeabile pari a mq 3.300,00
- Tratto C - Superficie impermeabile pari a mq 1.600,00

## CALCOLO TABELLARE DEL DIAMETRO DEI COLLETTORI ACQUE METEORICHE SN8

Vista la Tab. 2.4 – Valori di portata al colmo per  $T_r=20$  anni e  $d=30$  minuti al variare della superficie.

**Tratto A: S contributiva 8.000 mq > 7.500,00 mq (di progetto) = Q (l/s) = 160,12**

Vista Tab. 2.5 – Portata smaltita e relativa velocità per condotte in PVC classe SN8, con grado di riempimento GR = 70% al variare della pendenza di posa.

Collettore previsto Diam. 500, con una pendenza iniziale dello 0.5% (dimensionamento minimo richiesto dall'ente)

Un diametro del 500 (SN8) è in grado di evacuare una portata Q di 210,00 (l/s) superiore a quella richiesta Q di 160,12 (l/s).

**Tratto B: S contributiva 3.500 mq > 3.300,00 mq (di progetto) = Q (l/s) = 70,05**

Vista Tab. 2.5 – Portata smaltita e relativa velocità per condotte in PVC classe SN8, con grado di riempimento GR = 70% al variare della pendenza di posa.

Collettore previsto Diam. 400, con una pendenza iniziale dello 0.5% (dimensionamento minimo richiesto dall'ente)

Un diametro del 400 (SN8) è in grado di evacuare una portata Q di 116,00 (l/s) ampiamente superiore a quella richiesta Q di 70,05 (l/s).

**Tratto C: S contributiva 2.000 mq > 1.600,00 mq (di progetto) = Q (l/s) = 40,03**

Vista Tab. 2.5 – Portata smaltita e relativa velocità per condotte in PVC classe SN8, con grado di riempimento GR = 70% al variare della pendenza di posa.

Collettore previsto Diam. 315, con una pendenza iniziale dello 0.5% (dimensionamento minimo richiesto dall'ente)

Un diametro del 315 (SN8) è in grado di evacuare una portata Q di 61,40 (l/s) ampiamente superiore a quella richiesta Q di 40,03 (l/s).

### 3.2. DIMENSIONAMENTO POZZI PERDENTI

La velocità di dispersione da analisi di terreni limitrofi si verifica quanto segue:



**Oggioni e Associati S.r.l.**  
Via Torri Bianche, 9 - 20871 Vimercate (MB) - Milano Est



**Insedimento GIACOMO GARBAGNATI S.p.A.**  
Via Val d'Ossola, 17 - 20900 Monza (MB)

**INDAGINE GEOTECNICA**



42.14	29/12/2014	00	Dott. Fabio FRANCHI	Dott. Alberto VENEGONI
COMM.	DATA	REV.	REDATTO	APPROVATO

SOIL WATER S.r.l. - Sede Legale: Via Orazio n. 20 - 21052 Busto Arsizio (VA)  
Uff.: via P. Micca, 11 - 20023 Cerro Maggiore (MI)  
tel. 0331 - 421.978 - fax. 0331 - 421.977 - e-mail: [info@soilwater.it](mailto:info@soilwater.it) - sito internet: [www.soilwater.it](http://www.soilwater.it)  
Codice fiscale, P. I.V.A. e N° iscrizione Reg. Imprese di Varese: 02590010126- N. REA VA 269614  
Albo Nazionale Gestori Ambientali - N. MI25885 - Categoria 9 D  
Capitale Sociale € 10.500,00 Interamente Versato

---

### 3.3 Quadro litostratigrafico locale

Sulla base dei risultati delle indagini effettuate presso l'area (Cfr. Documento "INDAGINE AMBIENTALE - Esiti Campagne Luglio-Settembre 2014 - Ottobre 2014") è stato possibile ricostruire il modello litostratigrafico locale del sottosuolo dell'area.

La litostratigrafia media dell'area in oggetto tra una profondità compresa tra il p.c. e 7.0 m da p.c., è così sintetizzabile:

- p.c. – 0.1/0,2 m: Asfalto (aree scoperte) / Soletta in CLS (aree coperte)
- 0,1/0,2 m – 1,4 m: Sabbia con ghiaia limosa con frammenti di laterizi
- 1,4 m – 2,1 m: Sabbia con limo ghiaiosa
- 2,1 m – 2,8 m: Sabbia ghiaiosa limosa
- 2,8 m – 3,5 m: Sabbia con ghiaia limosa
- 3,5 m – 5,0 m: Sabbia con ghiaia limosa
- 5,0 m – 6,0 m: Sabbia ghiaiosa limosa
- 6,0 m – 7,0 m: Sabbia e ghiaia limosa

### 3.4 Prove S.C.P.T. (Standard Cone Penetration Test) - Modalità esecutive

Sono state eseguite DUE prove penetrometriche dinamiche (Standard Cone Penetration Test) con Penetrometro Dinamico Superpesante DPSH PAGANI Mod. TG63-100 EML.C semovente avente le seguenti caratteristiche (Cfr. ALL. 3 - SCHEDA TECNICA DELL'ATTREZZATURA DI INDAGINE UTILIZZATA):

- punta conica diam. 51 mm., conicità 60°;
- aste di comando punta diam. 33 mm;
- tubo di rivestimento diam. 48 mm;
- maglio di battuta 63,5 kg;
- volata base 75 cm.

La prova consiste nel misurare il numero di colpi NSCPT necessari ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica, collegata alla superficie da una batteria di aste senza soluzione di continuità.

Un rivestimento costituito da tubi metallici di 48 mm di diametro, peso circa 5,3 kg/m viene infisso di seguito alla punta per ogni avanzamento di 30 cm.

La prova viene interrotta al raggiungimento della profondità di indagine desiderata oppure quando si registra un numero di colpi NSCPT superiore a 100 per un affondamento pari o minore di 30 cm della punta (RIFIUTO).


Dai valori di NSCPT sono ricavati i diagrammi di resistenza alla penetrazione dinamica della punta ( $R_p$ ), con riportati in ascissa il numero di colpi/piede N e in ordinata le quote, in metri, relative al piano campagna.



Vista la stratigrafia indicata nelle prove geologiche eseguite in situ e vista l'impossibilità di effettuare prove di percolazione in prossimità dei punti previsti in progetto per il posizionamento dei pozzi perdenti a causa della presenza di manufatti edilizi (capannoni) non praticabili, per quanto concerne la capacità di percolazione si prende un dato cautelativo pari a  $3,68 \text{ cm} \times 10^{-4}$ , corrispondente a un terreno sabbioso/limoso, indicato nella tabella qui sotto riportata ("Elementi di geotecnica" di Pietro Colombo, ed. Zanichelli, 1993).

In sede di progetto esecutivo saranno poi eseguite le prove di percolamento

Tabella 2.1.



k cm/sec	$10^2$	$10^1$	1	10	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$
drenaggio	buono				povero				praticamente impermeabile				
	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fina, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici				
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo							

Assumendo quindi come coefficiente di permeabilità  $K = 3,68 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ , si ha che la capacità di drenaggio oraria è:

$$K = 0,01326 \text{ m/h}$$

I bacini drenanti saranno eseguiti con ghiaia a contorno dei pozzi perdenti protetti con strati di tessuto non tessuto, come meglio esplicitato negli elaborati grafici progettuali, con volume di portata acqua 25% del volume totale del bacino.

#### DETERMINAZIONE VOLUME D'ACQUA DA SMALTIRE

MM di pioggia di progetto: 72,05 (mm/H)

**Tratto A:** Superficie permeabile x 0.072 (m/h) = 7500,00 x 0,072 = **540,00 mc /h**

**Tratto B:** Superficie permeabile x 0.072 (m/h) = 3500,00 x 0,072 = **252,00 mc /h**

**Tratto C:** Superficie permeabile x 0.072 (m/h) = 100,00 x 0,072 = **115,00 mc /h**

Tempo di corrivazione 30 min

#### VOLUME SINGOLO POZZO PERDENTE

Diametro 200 cm x profondità 600 cm :

**Volume pozzo:**  $1,00^2 \times 3,14 \times 6,00 = 18,84 \text{ mc}$

#### TRATTO A

N° pozzi perdenti: 8

**Volume totale pozzi perdenti:  $18,84 \times 8 = 150,72 \text{ mc}$**

Bacino drenante: superficie: 350 mq - profondità: 6 m - Perimetro: 85 m

Volume bacino drenante:  $[(350 \times 6) - 150,72] \times 25\% = 1949,28 \times 25\% = 487,32 \text{ mc}$

**Totale pozzi perdenti + bacino drenante =  $150,72 + 487,32 = 638,04 \text{ mc}$**

Superficie disperdente:  $350 + (85 \times 6) = 860 \text{ mq}$

**Volume d'acqua che il terreno è in grado di smaltire:  $860 \times 0,01326 = 11,40 \text{ mc}$**

**Volume complessivo della capacità di drenaggio:  $638,04 + 11,40 = 649,44 \text{ mc} > 540,00 \text{ mc}$**

#### TRATTO B

N° pozzi perdenti: 6

**Volume totale pozzi perdenti:  $18,84 \times 6 = 113,04 \text{ mc}$**

Bacino drenante: superficie: 200 mq - profondità: 6 m - Perimetro: 91 m

Volume bacino drenante:  $[(200 \times 6) - 113,04] \times 25\% = 1086,96 \times 25\% = 271,74 \text{ mc}$

**Totale pozzi perdenti + bacino drenante =  $113,04 + 271,74 = 384,78 \text{ mc}$**

Superficie disperdente:  $200 + (91 \times 6) = 746 \text{ mq}$

**Volume d'acqua che il terreno è in grado di smaltire:  $746 \times 0,01326 = 9,89 \text{ mc}$**

**Volume complessivo della capacità di drenaggio:  $384,78 + 9,89 = 394,67 \text{ mc} > 252,00 \text{ mc}$**

#### TRATTO C

N° pozzi perdenti: 4

**Volume totale pozzi perdenti:  $18,84 \times 4 = 75,36 \text{ mc}$**

Bacino drenante: superficie: 100 mq - profondità: 6 m - Perimetro: 40 m

Volume bacino drenante:  $[(100 \times 6) - 75,36] \times 25\% = 600,00 \times 25\% = 150,00 \text{ mc}$

**Totale pozzi perdenti + bacino drenante =  $75,36 + 150,00 = 225,36 \text{ mc}$**

Superficie disperdente:  $100 + (40 \times 6) = 340 \text{ mq}$

**Volume d'acqua che il terreno è in grado di smaltire:  $340 \times 0,01326 = 4,51 \text{ mc}$**

**Volume complessivo della capacità di drenaggio:  $225,36 + 4,51 = 229,87 \text{ mc} > 115,00 \text{ mc}$**

### CARATTERISTICHE

I tubi in gres dovranno essere conformi alla normativa Europea UNI EN 295 parte 1/2/3 dell'Ottobre 1992 ed ai successivi aggiornamenti UNI EN 295/'96; '97; '99; '02; '03; '05.

I materiali di gres (tubi, pezzi speciali, mattoni, piastrelle, fondi fogna) dovranno essere d'impasto omogeneo.

Le superfici interne ed esterne dei tubi, ad eccezione di parte del bicchiere di giunzione, dovranno essere verniciate con apposito ingobbio che, a cottura avvenuta, conferirà al manufatto aspetto vetrificato.

Piccoli difetti visivi, quali punti d'asperità sulla superficie, non precludono l'idoneità del manufatto.

Il sistema di giunzione (tipo C o F) adottato dovrà essere prefabbricato, e installato in stabilimento, solidale con la tubazione; esso dovrà essere conforme alle prescrizioni della Normativa UNI EN 295 – 1: Pti. 3.1.1;3.1.2; 3.2; 3.3; 3.4; 3.5; 3.6 e realizzato con poliuretano o in gomma, in perfetta rispondenza alle prescrizioni indicate nel prospetto VII della normativa citata. Il sistema di giunzione in oggetto, sottoposto alle prove di cui alla norma UNI EN 295-3 Pto. 18, garantirà la perfetta tenuta idraulica sino ad una pressione di 0,5 bar.

Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle condotte, nonché tutte le restanti caratteristiche dei materiali, i metodi di campionamento, i metodi di prova sono definiti dalla menzionata normativa dalla quale si richiamano i capitoli più significativi.

### RIFERIMENTI (NORMA UNI EN 295/92)

Parte 1° (aggiornamento maggio 2002) - Specificazioni

- Generalità Capitolo 1°
- Tubi ed elementi complementari Capitolo 2°
- Sistemi di giunzione Capitolo 3°
- Campionamento Capitolo 4°
- Designazione Capitolo 5°
- Marcatura Capitolo 6°
- Assicurazione della Qualità Capitolo 7°

Parte 2° (aggiornamento maggio 2003) - Controllo della qualità e campionamento

- Generalità Capitolo 1°
- Documentazioni Capitolo 2°
- Prove previste dal sistema qualità UNI EN 29002 Capitolo 3°
- Modalità d'ispezione Capitolo 4°
- Distribuzione Capitolo 5°

Parte 3° (aggiornamento maggio 2003) - Metodi di prova

- Generalità Capitolo 1°

- Prove di omogeneità della punta Capitolo 2°
- Prove di rettilineità Capitolo 3°
- Prove di resistenza allo schiacciamento Capitolo 4°
- Prove di tenuta all'acqua dei tubi Capitolo 9°
- Prove su poliuretani Capitolo 15°
- Prove meccaniche per sistemi di giunzione Capitolo 18°
- Prove di resistenza dei sistemi di giunzione agli agenti chimici Capitolo 20°18

## **CLASSI DI RESISTENZA**

Le tubazioni dovranno avere dimensioni, classi di resistenza, carico di rottura, indicati nei prospetti X e XI contenuti nel foglio di aggiornamento UNI EN 295 – 1: 1992/A2 (giugno 2002).

Tubazioni aventi dimensioni, classi di resistenza, carichi di rottura non indicati nella norma menzionata non possono essere ritenute conformi alla normativa vigente UNI EN 295.

## **MODALITÀ DI POSA**

Le operazioni di movimentazione, carico e scarico, di posa ed installazione, di ricopertura devono avvenire nel rispetto della normativa per la prevenzione degli infortuni e secondo le prescrizioni del P.O.S di cantiere.

Indicazioni sulla posa, sulla geometria delle trincee di installazione, sui materiali per il letto e per il rinfianco possono essere riscontrate nella norma UNI EN 1610 sulla "Costruzione e collaudo dei collettori di fognatura".

## **TRASPORTO E SCARICO**

Durante il trasporto, normalmente, i tubi vengono legati in pacchi o "pallets" i quali verranno disposti sull'autotreno in modo tale da evitare il contatto reciproco tra le punte e i bicchieri dei tubi. Durante le operazioni di scarico i tubi non devono essere buttati a terra né fatti strisciare sulle sponde degli automezzi.

Essi dovranno essere imbracati, sollevati e appoggiati a terra in modo opportuno. Le imbracature devono essere fatte con cinghie di nylon o canapa o con cavi di acciaio con protezione in gomma; devono essere evitate le catene. Nel caso di imballaggi tipo pallets, questi possono essere sollevati con adeguati mezzi dotati di forche elevatrici. In ogni caso, i pacchi o i pallets devono essere appoggiati stabilmente su un terreno pianeggiante, privo di sterpi, ceppaie e asperità fuoriuscenti dal terreno.

Eventuali immagazzinamenti su piazzale non richiedono cure particolari, se non quelle atte ad evitare urti accidentali o azioni di sfregamento sulle guarnizioni di tenuta.

## **POSIZIONAMENTO LUNGO LO SCAVO**

Dopo la formazione dello scavo e prima della posa i tubi, singolarmente o ancora imballati, verranno disposti lungo lo scavo ad opportuna distanza reciproca e preparati per la posa in opera. Durante queste operazioni nella movimentazione in cantiere si deve evitare il trascinarsi dei tubi sul terreno.

Vanno evitati anche gli urti forti che possano creare rotture palesi o cricche o lesioni occulte che comprometterebbero la resistenza meccanica della condotta.

## **LETTO DI POSA**

Il letto di posa deve essere realizzato con il materiale previsto nel progetto.

Qualora mancasse una prescrizione in tal verso, il letto di posa deve essere realizzato, facendo riferimento a normali condizioni di posa, con materiale incoerente privo di parte organica e plastica: sabbia, misto di cava o preferibilmente ghiaietto. La scelta del materiale va segnalata alla direzione lavori e da questa approvata. Dopo aver sagomato il fondo dello scavo di posa con la dovuta pendenza, su di esso verrà steso il materiale per la formazione del letto di posa. Questo sottofondo, dello spessore di circa 10 cm + 1/10 DN, dovrà avere, alle opportune distanze, le nicchie per l'alloggiamento dei bicchieri di giunzione; nella formazione del letto si deve garantire che il tubo appoggi per tutta la sua lunghezza, evitando la formazione di vuoti. Si eviterà altresì la presenza di elementi di grosse dimensioni nel materiale di allettamento, in quanto questo potrebbero causare sollecitazioni puntuali sul tubo.

### **RIEMPIMENTO DELLO SCAVO**

A tubazione posata, le nicchie per l'alloggiamento dei bicchieri devono essere riempite con lo stesso materiale costituente il letto, quindi si procederà al riempimento della trincea con il materiale scelto per il rinfiacco.

Il rinfiacco deve essere realizzato, avendo cura di riempire tutti i vuoti, con materiale privo di parte organica e plastica e con una pezzatura non più grande di 25 mm.

### **PROVA IDRAULICA DELLA CONDOTTA**

Le tubazioni in gres ceramico installate nella trincea di posa devono risultare impermeabili secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 1610, UNI EN 295 e DL 12.12.1985 sulle tubazioni impiegate in fognatura.

Le prove idrauliche possono essere eseguite a campione su tratti di condotta compresi tra due pozzetti. Il collaudo in opera si esegue, normalmente, tra due camerette di ispezione successive: le due estremità della condotta devono essere chiuse con tamponi pneumatici. Il collaudo può essere eseguito riempiendo la condotta di acqua o di aria.

### **MARCHIATURA**

Ai sensi della normativa UNI EN 295-1 6.1, su ogni tubazione ed elemento complementare dovrà essere apposto, in modo indelebile, prima della cottura, un marchio di identificazione.

Tale marchio di identificazione conterrà le seguenti indicazioni:

- UNI EN 295/1
- Simbolo di identificazione dell'ente certificatore;
- Simbolo di identificazione del fabbricante;
- Data di produzione;
- Diametro nominale (DN...);
- Sistema dimensionale di giunzione;
- Resistenza allo schiacciamento, in KN/m.

Ai sensi della direttiva europea sui materiali da costruzione e della norma EN 295/10 le condotte devono riportare il marchio CE completo nella sua identificazione.

## CONSISTENZA INTERVENTO EDILIZIO



Il Piano prevede la realizzazione di edifici a destinazione residenza e terziario. Sono noti di ciascun lotto il peso insediativo in Volume edificabile. Per la determinazione del numero di alloggi e il successivo dimensionamento del maggior carico da convogliare nella fognatura comunale, stante il fatto che le acque meteoriche verranno smaltite in loco da ogni lottizzante, si procede con il seguente metodo:

### LOTTE RESIDENZIALI:

Mc di edificazione previsti 67.347,00

Mc ad appartamento = 210 mc ( Dato parametrico che tiene conto di sbarchi ai piani e superficie medie di appartamento tra bilocali e trilocali )

**N° appartamenti previsti nel lotto :  $67.347,00 / 210 = 321$  appartamenti**

**LOTTE TERZIARIO/COMMERCIALE:**

***Funzione ricettiva:***

Slp prevista: 2.500,00 mq

Spazi di servizio: 500 mq

**N° camere previste:  $(2500 - 500) / 35 = 57$  camere**

***Funzione commerciale/integrativa***

Slp prevista: 1.950,00 + 300,00 + 178,00 = 2.428,00 mq

**N° bagni previsti (1 ogni 150 mq):  $2.428,00 / 150 = 16$  bagni**

**DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI ACQUE REFLUE**

Portate medie civili

Il dimensionamento dei collettori di scarico delle acque reflue va condotto seguendo le disposizioni contenute nella norma UNI EN 12056-2, che si basa sul calcolo dell'unità di scarico DU, intesa come portata media di scarico di un apparecchio sanitario, espressa in litri al secondo (l/s).

In tabella sono indicate le unità di scarico di vari apparecchi sanitari nel caso di un sistema di scarico con colonne di scarico separate (tipo IV):

Apparecchio sanitario	DU
Lavabo, bidet	0.3
Doccia	0.5
Vasca da bagno	0.5
Lavello da cucina	0.5
Lavastoviglie (domestica)	0.5
Lavatrice (carico max 12 kg)	0.5
WC capacità cassetta 6.0 o 7.5 l	2.0
WC capacità cassetta 9.0 l	2.5
Pozzetto a terra DN 50	0.6
Pozzetto a terra DN 100	1.3

Tab. 3.1 – Unità di scarico (DU) dei diversi apparecchi sanitari.

La portata di acque reflue  $Q_{ww}$  prevista per un impianto di scarico al quale sono raccordati unicamente apparecchi sanitari domestici è definita come:

$$Q_{ww} = K \sqrt{\Sigma DU}$$

Dove:

$Q_{ww}$  è la portata di acque reflue (l/s);

K è il coefficiente di frequenza

La capacità idraulica  $Q_{max}$  che le condotte devono essere in grado di smaltire dovrà corrispondere al valore maggiore tra portata acque reflue  $Q_{ww}$  e portata dell'apparecchio con l'unità di scarico più grande.

### **Funzione residenziale**

A livello indicativo si riportano i seguenti parametri per la stima delle DU derivanti da utenze civili:

Tipologia di utenza	$\Sigma$ DU
Appartamento	8.5
Casa singola	10

**DU (UNITÀ DI SCARICO) DEI LOTTI RESIDENZIALI:  $321 \times 8.5 = 2.728,5$  DU**

Per quanto riguarda i lotti terziario e commerciale si sono calcolate le DU in funzione del numero di bagni previsti:

### **Funzione ricettiva**

**Dotazione singolo bagno: lavabo + bidet + doccia + wc con cassetta da 6.0 l =  $0.3 + 0.3 + 0.5 + 2.0 = 3.1$**

**DU (UNITÀ DI SCARICO) FUNZIONE RICETTIVA (1 BAGNO X CAMERA):  $57 \times 3.1 = 176,70$  DU**

### **Funzioni commerciale/integrativa**

**Dotazione singolo bagno: lavabo + wc con cassetta da 6.0 l =  $0.3 + 2.0 = 2.3$**

**DU (UNITÀ DI SCARICO) FUNZIONE COMMERCIALE/RICETTIVA:  $16 \times 2.3 = 36,80$  DU**

Valore dei coefficienti di frequenza K in base alla diversa destinazione d'uso:

Destinazione d'uso dei locali	Coefficiente K
Abitazioni e uffici	0.5
Ospedali, scuole, ristoranti	0.7
Bagni e/o docce pubbliche	1.0

**PORTATA MAX EQUIVALENTE  $Q_{ww}$ :  $(0,5 \times \sqrt{2.728,5}) + (0,7 \times \sqrt{176,7}) + (1,0 \times \sqrt{36,8}) = 41,49$  L/S**



**Tabella di portate tubazioni in gres porcellanato in base alla pendenza:**

La relazione fondamentale del moto uniforme è data dalla equazione di Chezy

$$V = k \cdot \sqrt{Ri}$$

valendo sempre la relazione

$$Q = V \cdot A$$

dove (con rif. alla fig. 4)

$$R = \frac{A}{P} \quad P = r \cdot \left[ \frac{\pi}{90} \cdot \arccos \left( 1 - \frac{h}{r} \right) \right] A = \frac{1}{2} r^2 \cdot \left\{ \left[ \frac{\pi}{90} \cdot \arccos \left( 1 - \frac{h}{r} \right) \right] - \text{sen} \left[ 2 \arccos \left( 1 - \frac{h}{r} \right) \right] \right\}$$

Il coefficiente K è legato alla scabrezza della parete del tubo. Esso può essere determinato con diverse formule. Per le condotte in gres ceramico le relazioni di normale impiego sono:

Bazin  $K = \frac{87}{\left( 1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}} \right)}$  con  $\gamma = 0.14; 0.16$

Gaukler-Strickler  $K = K_s \cdot R^{1.48}$  con  $K_s = 75 \div 80$

dove:

A = area della sezione bagnata (fig. 4)

Q = portata della condotta

h = tirante idrico

R = raggio idraulico

P = perimetro del contorno bagnato

V = velocità di scorrimento

r = raggio della condotta

i = pendenza del condotto

i [‰]	DN 200		DN 250		DN 300		DN 350		DN 400		DN 500		DN 600		DN 700		DN 800	
	Q piena	V piena	Q piena	V piena	Q piena	V piena	Q piena	V piena	Q piena	V piena	Q piena	V piena	Q piena	V piena	Q piena	V piena	Q piena	V piena
0,6									58,70	0,47	105,97	0,54	171,40	0,61	257,06	0,67	364,84	0,73
1,0					35,24	0,90	53,15	0,55	75,78	0,60	136,81	0,70	221,28	0,78	331,86	0,86	471,00	0,94
1,5	14,56	0,46	26,51	0,54	43,16	0,61	65,09	0,68	92,81	0,74	167,56	0,85	271,01	0,96	406,44	1,06	576,86	1,15
2,0	16,81	0,54	30,61	0,62	49,84	0,71	75,16	0,78	107,17	0,85	193,48	0,99	312,94	1,11	469,32	1,22	666,10	1,33
2,5	18,80	0,60	34,22	0,70	55,72	0,79	84,03	0,87	119,82	0,95	216,32	1,10	349,88	1,24	524,71	1,36	744,72	1,48
3,0	20,59	0,66	37,49	0,76	61,04	0,86	92,05	0,96	131,25	1,04	236,97	1,21	389,27	1,36	574,80	1,49	815,80	1,62
4,0	23,77	0,76	43,28	0,88	70,48	1,00	106,29	1,10	151,56	1,21	273,63	1,39	442,57	1,57	663,72	1,72	942,01	1,87
5,0	26,58	0,85	48,39	0,99	78,80	1,11	118,84	1,24	169,45	1,35	305,92	1,56	494,80	1,75	742,06	1,98	1053,20	2,10
6,0	29,11	0,93	53,01	1,08	86,32	1,22	130,18	1,35	185,62	1,48	335,12	1,71	542,03	1,92	812,88	2,11	1153,72	2,30
7,0	31,45	1,00	57,26	1,17	93,24	1,32	140,61	1,46	200,49	1,60	361,97	1,84	585,46	2,07	878,02	2,28	1246,16	2,48
8,0	33,62	1,07	61,21	1,25	99,68	1,41	150,32	1,56	214,34	1,71	386,96	1,97	625,88	2,21	938,64	2,44	1332,20	2,65
9,0	35,66	1,13	64,93	1,32	105,73	1,50	159,44	1,66	227,34	1,81	410,44	2,09	669,85	2,35	995,58	2,59	1413,01	2,81
10,0	37,58	1,20	68,44	1,39	111,44	1,58	168,06	1,75	239,63	1,91	432,64	2,20	699,76	2,47	1049,43	2,73	1489,44	2,96
12,0	41,17	1,31	74,97	1,53	122,08	1,73	184,10	1,91	262,51	2,09	473,93	2,41	766,55	2,71	1149,52	2,99	1631,47	3,25
14,0	44,47	1,42	80,98	1,65	131,86	1,87	198,85	2,07	283,54	2,26	511,91	2,61	827,96	2,93	1241,63	3,23	1762,19	3,51
16,0	47,55	1,51	86,58	1,76	140,98	2,00	212,99	2,21	303,13	2,41	547,25	2,79	885,10	3,13	1327,35	3,45		
18,0	50,43	1,61	91,83	1,87	149,53	2,12	225,49	2,34	321,52	2,56	580,45	2,96	938,79	3,32				
20,0	53,15	1,69	96,79	1,97	157,61	2,23	237,67	2,47	338,89	2,70	611,84	3,12	989,57	3,50				
23,0	57,01	1,82	103,81	2,12	169,03	2,39	254,89	2,65	363,44	2,89	656,13	3,34						
25,0	59,44	1,89	108,23	2,21	176,23	2,49	265,74	2,76	378,91	3,02	684,06	3,49						
27,0	61,77	1,97	112,47	2,29	183,14	2,59	276,17	2,87	393,77	3,14								
30,0	65,11	2,07	118,56	2,42	193,05	2,73	291,11	3,03	415,07	3,30								
35,0	70,33	2,24	128,06	2,61	208,51	2,95	314,43	3,27										
40,0	75,18	2,39	136,90	2,79	222,91	3,16												
45,0	79,74	2,54	145,20	2,96	236,43	3,35												
50,0	84,06	2,68	153,06	3,12														
60,0	92,08	2,93	167,66	3,42														
70,0	99,46	3,17																
80,0	106,30	3,38																

Tabella 1 - Valori di portata (Qs) e velocità (m/s) calcolati mediante l'applicazione della formula di Bazin.

Come si evince dalla tabella allegata le tubazioni scelte di progetto DN 350 e DN 500 con pendenza 5 per mille hanno, rispettivamente, una portata di 118,84 l/s con una velocità di 1,24 m/s e una portata di 305,92 l/s con una velocità di 1,56 m/s. Tali tubazioni risultano abbondantemente verificate anche in considerazione dell'apporto delle acque reflue 26,12 l/s.

Pertanto

- **Q<sub>ww</sub> di progetto 41,49 l/s < 118,84 l/s** della tubazione col minore diametro in progetto (DN 350)
- Il dimensionamento di tale tubazione segue una logica manutentiva della condotta e di successivo sviluppo urbanistico dell'area.