

Comune di Pogliano Milanese



PIANO ATTUATIVO **PROGETTO COMMERCIALE - RESIDENZIALE** **NUOVA VIABILITA'** VIA GARIBALDI angolo VIA SAURO

la proprietà

il progettista

il direttore lavori

TAU TRASPORTI E AMBIENTE URBANO

via privata Oslavia, 18/7 tel. 02-26417244
cod.fisc.05500190961 p.iva 05500190961

ARCH. TIZIANO MONDELLINI

corso Sempione n.30 Pogliano Milanese tel. 02-93256637
cod.fisc.MNDTZN58S30H264B p.iva 07931260157

Data:
OTTOBRE 2016

Titolo:

STATO DI MODIFICA
RELAZIONE DI CALCOLO DELL'IMPIANTO
DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE

Scala:

N° Disegno

-

O.U. 1.3 - INTEGRAZIONE

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	3
2. PIATTAFORMA STRADALE	4
2.1. Tempo di corrivazione	4
2.2. Moto vario su superficie scolante	5
2.3. Scorrimento sulla superficie stradale	7
2.4. Risultati	8
3. POSIZIONAMENTO CADITOIE	10
4. TUBAZIONI	12
4.1. Dimensionamento specchi	12
4.2. Tipologia tubazioni e metodologia di posa	18
4.3. Tabella riassuntiva caratteristiche tubazioni e deflusso acque bianche	19
5. VERIFICA STATICA TUBAZIONI FLESSIBILI	21
5.1. Premessa	21
5.2. Analisi dei carichi	21
5.2.1. Calcolo del carico dovuto al rinterro e ai sovraccarichi verticali mobili	21
5.2.2. Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi mobili	22
5.3. Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale	23
5.4. Calcolo e verifica della sollecitazione massima di flessione	25
5.5. Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico	26
5.6. Risultati delle verifiche dei tubi flessibili	27
6. VERIFICA COMPATIBILITA' RICETTORI	30
7. SISTEMA DI DISPERSIONE NEL SOTTOSUOLO	31
7.1. Disoleatore	31
7.2. Pozzi perdenti	31
ALLEGATO A – SCHEDE MONOGRAFICHE CHIUSINI FOGNATURA	34

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione verranno descritte ed eseguite le procedure di progettazione atte a verificare che le pendenze della piattaforma stradale siano sufficienti a smaltire le acque scolanti ed a dimensionare le opere di intercettazione e di convogliamento da realizzare per lo smaltimento dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma stradale.

Di seguito è riportato anche il dimensionamento dei manufatti di dispersione nel sottosuolo, pozzi perdenti, previsti per lo smaltimento delle acque meteoriche di dilavamento.

Le rappresentazioni grafiche che vengono riportate in questo elaborato hanno una valenza puramente qualitativa, e non condizionano le soluzioni progettuali adottate.

2. PIATTAFORMA STRADALE

Nella seguente sezione verranno descritte ed eseguite le procedure di progettazione atte a verificare che le pendenze della piattaforma stradale siano sufficienti a smaltire le acque scolanti ed a dimensionare le canalette per lo smaltimento dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma stradale.

2.1. Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione relativo ad una determinata sezione della rete idraulica è l'intervallo di tempo necessario affinché nella sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino. Come noto in letteratura il tempo di corrivazione è dato da:

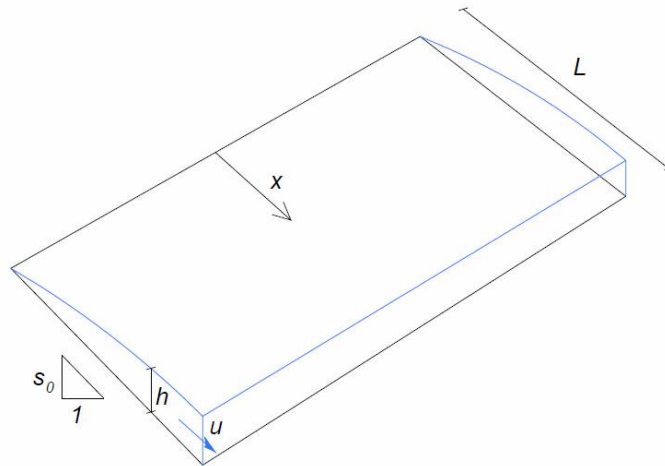
$$\tau_c = \tau_a + \tau_r$$

Dove:

- τ_a è il tempo di accesso alla rete, ovvero il tempo di scorrimento nei bacini elementari di ingresso al manufatto di captazione;
- τ_r è il tempo di rete, ovvero il tempo di transito all'interno del collettore di raccolta, sia esso tubazione, embrice o fosso di guardia.

Il tempo di accesso τ_a è sempre stato di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la natura della stessa e il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché 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 ÷ 15 minuti; i valori più bassi per le aree di minore estensione, più attrezzate e di maggiore pendenza, e i valori più alti nei casi opposti. Per le superfici stradali che scolano nelle canalette o cunette laterali, si assume pertanto il valore τ_a = 10 minuti.

2.2. Moto vario su superficie scolante



Superficie scolante.

L'analisi del "Moto vario su una superficie scolante" consente di calcolare l'afflusso meteorico intercettato da una canaletta o da una cunetta disposta longitudinalmente alla piattaforma stradale.

Si consideri una superficie piana di lunghezza L_0 e pendenza s_0 ; sia inoltre $U(x,t)$ la velocità media di portata, $h(x,t)$ il tirante idrico, $q(x,t)$ la portata defluente per unità di ampiezza, tutti variabili sia con l'ascissa x che con il tempo t , e $i(t)$ l'intensità di pioggia netta. Il fenomeno è retto dall'accoppiamento della equazione di continuità e della equazione del moto, che compongono un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali, di tipo iperbolico, noto come equazioni di De Saint Venant. La soluzione del sistema di equazioni completo risulta significativamente dipendente dal valore assunto dal parametro K_W definito come:

$$K_W = \frac{s_0 \cdot L_0}{H_0 \cdot F_0^2}$$

Dove:

- H_0 è il tirante idrico (in metri) per $x=L_0$ corrispondente a una portata $q_0 = i L_0$;
- F_0 è il numero di Froude della corrente stessa;
- s_0 e L_0 sono espressi rispettivamente in m/m e in metri.

K_W verosimilmente rappresenta il rapporto fra la perdita di energia potenziale subita dalla corrente lungo la superficie scolante e l'energia posseduta dalla stessa all'estremità di valle della superficie scolante.

È possibile dimostrare [Woolhiser, 1977] che per valori di K_W che tendano all'infinito, si giunge all'approssimazione del problema noto come onda cinematica nella quale l'equazione del moto completa del sistema di equazioni di De Saint Venant viene sostituita dalla più semplice condizione di moto uniforme.

In bibliografia esistono chiare indicazioni [Woolhiser, 1977] in base alle quali per valori di K_W sufficientemente grandi, quali è lecito aspettarsi, nelle applicazioni relative allo scorrimento su superficie stradali, l'approssimazione cinematica comporta scarti trascurabili rispetto alla soluzione delle equazioni complete.

Wooding [Wooding, 1965] ha fornito la soluzione esatta delle equazioni dell'onda cinematica, per una superficie scolante interessata da pioggia netta di intensità costante nel tempo e nello spazio (i costante), partendo da condizioni iniziali di superficie asciutta e non interessata da immissioni nella sua sezione iniziale.

La superficie scolante si troverà in condizioni d'equilibrio nel momento in cui la portata defluente per unità di larghezza dalla sezione terminale della stessa risulterà pari alla portata in ingresso ($i \cdot L_0$). Esprimendo l'equazione del moto nella forma con $\alpha = \text{cost}$:

$$U = \alpha \cdot h^{m-1}$$

Wooding [1965] giunse a determinare analiticamente la durata t_e della pioggia necessaria affinché si verifichi la condizione di equilibrio, fornendo la seguente espressione:

$$t_e = \left[\frac{L_0}{\alpha \cdot i^{m-1}} \right]$$

Risultando, per $x=L_0$, un'altezza idrica corrispondente pari a:

$$h_e = i \cdot t_e$$

Mentre per una generica ascissa x , sempre in condizioni d'equilibrio, si avrà:

$$h = \left[\frac{i \cdot x}{\alpha} \right]^{1/n}$$

Con i espresso in m/s e l'ascissa corrente x in metri.

Qualora il moto avvenga in regime turbolento l'equazione del moto corrisponde a quella del moto uniforme:

$$U = K_s \cdot R^{2/3} \cdot s_0^{1/2}$$

Per cui, assumendo il raggio idraulico R pari al tirante idrico h (in virtù del piccolo spessore della lama d'acqua defluente, se rapportato alla larghezza della superficie scolante), i parametri m e α diventano:

$$m = 5/3$$

$$\alpha = K_s \cdot s_0^{1/2}$$

In letteratura sono presenti riferimenti a formulazioni scaturite da investigazioni sperimentali da cui è emerso che in talune condizioni non è possibile ipotizzare che il regime di moto sia univocamente definito [Wooding, 1965], per cui, allo scopo di meglio interpretare i risultati sperimentali, viene consigliato di utilizzare:

$$m = 2$$

Valore che non ha alcun fondamento teorico, ma che funge appunto da parametro di taratura per la modellazione del deflusso su superfici piane.

Dalla teoria dell'onda cinematica è possibile dedurre la condizione di massimo deflusso da una superficie piana interessata da un pluviogramma netto di tipo rettangolare; infatti tale condizione si verificherà allorché si verifichi l'uguaglianza:

$$t_{pc} = t_e$$

Essendo:

- t_{pc} la durata della pioggia critica,
- t_e il tempo di equilibrio della superficie scolante.

Assumendo inoltre che il valore della pioggia netta sia desumibile da una relazione del tipo $h = a \cdot t^n$, dalla precedente relazione si perviene alla determinazione dell'espressione di t_{pc} con la:

$$t_{pc} = \left[\frac{L_0}{\alpha \cdot a(T)^{m-1}} \right]^{1/n \cdot (m-1) + 1}$$

Conseguentemente, è possibile determinare sia il valore della massima portata defluente dalla falda piana, per unità di larghezza della superficie scolante, secondo la relazione:

$$q_{\max} = a \cdot t_{pc}^{n-1} \cdot L_0$$

Sia il valore del massimo tirante idrico, che si avrà in corrispondenza dello sbocco:

$$h_{\max} = a \cdot t_{pc}^{n-1} \cdot t_e = a \cdot t_{pc}^n$$

Nei casi in cui non fosse possibile trascurare la pendenza longitudinale della piattaforma stradale, occorre modificare l'espressione in quanto è necessario tener conto dell'effettiva pendenza s_F e della lunghezza del percorso della corrente idrica L_p . In tali casi basterà sostituire a s_0 la seguente espressione:

$$s_0 \rightarrow s_F = [s_T^2 + s_L^2]^{0,5}$$

E a l_0 la seguente espressione:

$$L_0 \rightarrow L_p = L_0 \cdot \left[1 + \left(\frac{s_L}{s_T} \right)^2 \right]^{0,5}$$

Dove con s_T e s_L si è indicato rispettivamente la pendenza trasversale e quella longitudinale.

Durante la fase di progettazione, per una stima esatta della massima portata defluente dalla falda piana, per unità di larghezza, è stato necessario individuare tutte le tipologie di area scolante interessate dall'intervento, e che contribuiscono alla formazione dei deflussi captati e convogliati all'interno della rete di raccolta e smaltimento delle acque di dilavamento della piattaforma stradale. Per ogni tipologia di area abbiamo definito un sistema di riferimento rappresentativo delimitato da due scarichi contigui.

I sistemi di riferimento oggetto d'analisi sono:

- Via Garibaldi: pendenza longitudinale 0,20%, sia rettilineo che curva
- Via Sauro: pendenza longitudinale 0,20%, sia rettilineo che curva;
- Anello rotatoria: pendenza longitudinale 0,00 %, sia rettilineo che curva.

2.3. Scorrimento sulla superficie stradale

La piattaforma stradale viene realizzata con sezione trasversale di forma convessa con linea di dislivello coincidente, nei tratti rettilinei, con l'asse stradale, per consentire al deflusso superficiale di raggiungere il bordo della piattaforma. L'acqua che scorre sulla superficie stradale si raccoglie

così lungo le cunette laterali alla stessa e, quindi, viene intercettata dalle caditoie, posizionate a lato strada, che la convogliano, mediante le tubazioni, all'interno dei collettori fognari esistenti.

Per superfici costituite da conglomerato bituminoso, la pendenza trasversale minima secondo [Bartlett, 1981] è del 2,0%, quella adottata è del 2,5%. Nelle curve si avrà la rotazione dei cigli, in modo che la sezione trasversale si raccordi gradualmente per pervenire alla forma di unica falda inclinata da un'estremità all'altra della strada.

Per il calcolo del velo d'acqua che si forma sulla superficie stradale si utilizza una formula ricavata da una ricerca effettuata in Gran Bretagna dal Road Research Laboratory [Bartlett, 1981], interpretata da Macchione e Veltri [1988] nel caso di falda stradale con valori non nulli delle pendenze longitudinale e trasversale:

$$y = 0,0474 \cdot (L_p \cdot i)^{0,5} \cdot s_F^{-0,2}$$

Dove:

- y è il velo idrico che si forma sulla piattaforma stradale, considerando che sia costante su tutta la superficie [mm];
- i è l'intensità di pioggia di progetto [mm/h];
- L_p è la lunghezza del percorso della corrente idrica [m];
- s_F è la pendenza del percorso della corrente idrica [m/m].

Come detto precedentemente, la pendenza s_F e la lunghezza L_p del percorso della corrente idrica sono legate alla geometria della piattaforma stradale dalle seguenti relazioni:

$$L_p = L_0 \cdot \left[1 + (s_L / s_T)^2 \right]^{0,5}$$
$$s_F = (s_T^2 + s_L^2)^{0,5}$$

In cui L_0 è la larghezza della falda stradale, s_L e s_T sono, rispettivamente, la pendenza longitudinale e trasversale della strada. Secondo Roseboom e altri [1986] l'altezza del velo idrico sulla piattaforma stradale non dovrebbe superare i 5 ÷ 6 mm.

2.4. Risultati

Di seguito si riportano i risultati ottenuti riguardanti le portate e le altezze calcolate nelle condizioni di progetto per i casi considerati:

- Via Garibaldi: pendenza longitudinale 0,20%, sia rettilineo che curva
- Via Sauro: pendenza longitudinale 0,20%, sia rettilineo che curva;
- Anello rotatoria: pendenza longitudinale 0,00 %, sia rettilineo che curva.

Tabella 1 – Parametri scolo acque superficiali su piattaforma stradale

PARAMETRO	Via Garibaldi	Via N. Sauro	Anello rotatoria	UNITA' DI MISURA
L_0	3,80	3,50	9,50	m
s_T	0,025	0,025	0,020	m/m
s_L	0,002	0,002	0,002	m/m
$T_{\text{Pioggia Critica}}$	76,78	72,13	167,83	s
α	7,92	7,92	7,09	m ^{1/3} /s

COMUNE DI POGLIANO MILANESE
 PROGETTO COMMERCIALE-RESIDENZIALE NUOVA VIABILITA'
 PROGETTO DEFINITIVO – ESECUTIVO

Relazione di calcolo dell'impianto di raccolta delle acque meteoriche

PARAMETRO	Via Garibaldi	Via N. Sauro	Anello rotatoria	UNITA' DI MISURA
m	2,3	2,3	2,3	-
Ks	50	50	50	m ^{1/3} /s
q_{max}	1,003	0,969	1,390	l/s*m
	0,00100	0,00097	0,00139	m ³ /s*m
h_{max}	0,002	0,002	0,002	m
	2,02	1,99	2,44	cm
y	6,0	5,9	7,3	mm

3. POSIZIONAMENTO CADITOIE

Le caditoie previste per intercettare le acque di dilavamento della superficie stradale sono del tipo a salto sul fondo, con griglie. Si è optato per l'utilizzo di griglie per avere una maggiore capacità di captazione delle acque scolanti e ridurre la possibilità di occlusioni. Le griglie dovranno essere disposte trasversalmente all'asse stradale, per motivi di sicurezza del traffico ciclabile. Il loro posizionamento è stato determinato in modo da ridurre al minimo le portate residue a valle delle griglie e i ristagni temporanei d'acqua negli avvallamenti. Per questo motivo le caditoie sono state previste con interdistanza minore nelle zone in cui andrà a defluire la maggiore quantità di acqua e dove si hanno pendenze longitudinali inferiori. L'interasse delle caditoie è stato determinato mediante la relazione:

$$D_{\max} = Q_c / q_{\max}$$

In cui:

- Q_c è la portata massima convogliabile dalla cunetta o dal margine della pavimentazione;
- $q_{\max} = Q_p / L$ è la massima portata di pioggia specifica, cioè la portata di pioggia per unità di lunghezza;

Con Q_p espressa tramite la formula razionale, come:

$$Q_p = \frac{\phi_p \times L_0}{3600} \times L \times i_c [l/s]$$

In cui:

- Q_p = portata massima di pioggia (l/s) ($T_r=10$ anni);
- $\phi_p = 0,9$ coefficiente di deflusso della piattaforma stradale;
- L_0 = larghezza della piattaforma stradale [m];
- L = lunghezza tratto [m];
- i_c = intensità della pioggia critica (mm/h), calcolata per $T=10$ anni e tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione minimo (tempo di immissione, $t_0=10$ minuti).

Per la valutazione della portata massima convogliabile dalla cunetta o dal margine stradale, Q_c , è stata applicata la relazione, derivata dalla formula di Chezy, valida per geometrie triangolari (cfr. L. Da Deppo, C. Datei "Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali" pag. 119, Ed. Bios):

$$Q_c = 0,315 \cdot \frac{K_A}{s_T} \cdot s_L^{1/2} \cdot h^{8/3} = 0,315 \cdot \frac{K_A}{s_T} \cdot s_L^{1/2} \cdot (L_B \cdot s_T)^{8/3}$$

In cui:

- Q_c = portata massima convogliabile dalla cunetta o dal margine della pavimentazione;
- K_A = coefficiente di scabrezza di Gaucker- Strickler della pavimentazione stradale ($m^{1/3}/s$);
- s_T = pendenza trasversale della cunetta (m/m);
- L_B = larghezza della cunetta (m);
- s_L = pendenza longitudinale della cunetta (m/m).

Le verifiche eseguite per la determinazione dell'interasse delle caditoie sono riportate nella tabella seguente:

TRATTO	s_L [m/m]	s_T [m/m]	L_0 [m]	L_B [m]	q_{max} [l/s m]	Q_c [l/s]	D_{max} [m]	D_p [m]
Via Sauro	0,0020	0,0250	3,50	1,30	0,17	3,03	17,3	15,0
Via Garibaldi	0,0020	0,0250	3,80	1,30	0,19	3,03	16,0	15,0
Anello rotatoria	0,0020	0,0200	9,50	2,30	0,47	9,57	20,2	20,0

4. TUBAZIONI

4.1. Dimensionamento spechi

Di seguito si evidenziano i principali criteri di dimensionamento idraulico delle condotte. Mediante i dati contenuti nel Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico redatto dall'autorità di bacino del fiume, sono state ricavate le curve segnalatrici di probabilità pluviometrica, tra le quali è stata considerata quella associata ad un tempo di ritorno di 10 anni¹. Per la costruzione della curva di possibilità pluviometrica è stata utilizzata la formula monomia:

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

Dove:

- h = altezza di pioggia [mm];
- $a = 51,44$ [mm/hⁿ];
- $n = 0,243$ [adimensionale];
- t = durata della pioggia [h].

La monomia è quindi la seguente:

$$h = 51,44 * t^{0,243}$$

La portata al colmo per ciascun tratto della rete di raccolta delle acque meteoriche di dilavamento è stata calcolata mediante il metodo dell'invaso lineare, viste le pendenze contenute del piano stradale e delle tubazioni.

Per la determinazione delle massime portate di pioggia si determina il coefficiente udometrico (u) in funzione di alcune caratteristiche del bacino, della rete a monte e della curva di possibilità pluviometrica. Il coefficiente udometrico, che, come detto, tiene conto delle caratteristiche della rete scolante di monte, viene calcolato per ogni tronco a monte della sezione di cui si effettua il dimensionamento.

$$u = (10^7 / 3600^n) \cdot \varphi \cdot a \cdot K^{n-1} \cdot f(n)$$

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i A_i}{\sum A_i}$$

Dove:

- K = costante di invaso stimata con la formula di Ciaponi-Papiri [min]
- φ = coefficiente di afflusso in rete

¹ L'autorità di Bacino fornisce i dati a 20, 100, 200 e 500 anni. I dati a 10 anni sono stati ricavati per interpolazione (utilizzando una curva logaritmica) con i dati a disposizione.

- φ_i = coefficiente di afflusso in rete dell'area i-esima
- A_i = area i-esima
- n, a = parametri della curva di possibilità pluviometrica
- $f(n)$ = valore determinato in funzione di n
- Per la costante di invaso è stata utilizzata la seguente formula:

$$K = 0.5 A^{0.351} S_r^{-0.29} d^{0.358} A_{imp}^{-0.163}$$

Con

$$S_r = \sum i_i L_i / \sum L_i$$

$$d = \sum L_i / \sum A_i$$

Dove:

- A = area drenata [ha];
- S_r = pendenza media ponderale della rete di drenaggio [%];
- L_i = lunghezza dell' i-esimo tronco [m];
- i_i = pendenza dell' i-esimo tronco [%];
- d = densità di drenaggio della rete [m/ha];
- A_{imp} = area impermeabile / area totale;

Si è assunto $f(n)=0,65$ in quanto, per un range di valori usuali di n , il suddetto parametro si mantiene approssimativamente pari a 0,65. In seguito si ricava la portata di pioggia mediante:

$$Q_{max} = uA$$

Si riportano di seguito i valori del coefficiente di afflusso normalmente adottati per le varie tipologie di superfici scolanti.

Tabella 2 – Valori del coefficiente di deflusso per diverse tipologie di superficie scolante

Tipo di superficie	ϕ
Tetti metallici	0,95
Tetti a tegole	0,90
Tetti piani con rivestimento in calcestruzzo	0,70÷0,80
Tetti piani ricoperti di terra	0,30÷0,40
Pavimentazioni asfaltate	0,85÷0,90
Pavimentazioni in pietra	0,80÷0,85
Massicciata in strade ordinarie	0,40÷0,80
Strade in terra	0,40÷0,60
Zone con ghiaia non compressa	0,15÷0,25
Giardini	0,00÷0,25
Boschi	0,10÷0,30
Parti centrali di città completamente edificate	0,70÷0,90
Quartieri con pochi spazi liberi	0,50÷0,70
Quartieri con fabbricati radi	0,25÷0,50

Tipo di superficie	ϕ
Tratti scoperti	0,10÷0,30
Giardini e cimiteri	0,05÷0,25
Terreni coltivati	0,20÷0,60

La pendenza di fondo "i" della canalizzazione, come detto, è pari allo 0,5%. Le portate al colmo ricavate dai calcoli sono riportate nelle tabelle qui di seguito suddivise nelle quattro linee individuate:

- LINEA 1: area a nord, raccolta da pozzo perdente;
- LINEA 2: area a nord-est dell'anello della rotatoria;
- LINEA 3: area a sud-est dell'anello della rotatoria;
- LINEA 4: area a sud-ovest dell'anello della rotatoria;
- LINEA 5: area a ovest dell'anello della rotatoria.

Tabella 3 – Portate al colmo Tronco 1

Tronco	L [m]	i [%] tronco	A tot [m²]	A imp tot [m²]	lm	L tot [m]	d [m/ha]	Sr [%]	K [sec]	fi	U [l/(s*ha)]	Q _{max} [l/s]
T1	12,8	0,5	213,9	213,9	1	12,8	598,410	0,50	300	0,85	518,195	11,084
T2	3,7	0,5	84,3	84,3	1	16,5	1957,295	0,50	300	0,85	518,195	4,368
T3	4,6	0,5	298,2	298,2	1	21,1	707,578	0,50	300	0,85	518,195	15,452

Tabella 4 – Portate al colmo Tronco 2

Tronco	L [m]	i [%] tronco	A tot [m²]	A imp tot [m²]	lm	L tot [m]	d [m/ha]	Sr [%]	K [sec]	fi	U [l/(s*ha)]	Q _{max} [l/s]
T4	10,6	0,5	88,9	88,9	1	10,6	1192,351	0,50	300	0,85	518,195	4,606
T5	8,5	0,5	206,9	206,9	1	19,1	923,1513	0,50	300	0,85	518,195	10,721
T6	11,7	0,5	360,9	360,9	1	30,8	853,422	0,50	300	0,85	518,195	18,701

Tabella 5 – Portate al colmo Tronco 3

Tronco	L [m]	i [%] tronco	A tot [m²]	A imp tot [m²]	lm	L tot [m]	d [m/ha]	Sr [%]	K [sec]	fi	U [l/(s*ha)]	Q _{max} [l/s]
T7	8	0,5	143,1	143,1	1	8	559,049	0,50	300	0,85	518,195	7,415
T8	10	0,5	108,9	108,9	1	10	918,273	0,50	300	0,85	518,195	5,643

Tabella 6 – Portate al colmo Tronco 4

Tronco	L [m]	i [%] tronco	A tot [m²]	A imp tot [m²]	lm	L tot [m]	d [m/ha]	Sr [%]	K [sec]	fi	U [l/(s*ha)]	Q _{max} [l/s]
T9	14,1	0,5	95,7	95,7	1	14,1	1473,354	0,50	300	0,85	518,19	4,95
T10	9,4	0,5	167,2	167,2	1	23,5	1405,502	0,50	300	0,85	518,19	8,66
T11	7,8	0,5	97,9	97,9	1	7,8	796,731	0,50	300	0,85	518,19	5,07

Tabella 7 – Portate al colmo Tronco 5

Tronco	L [m]	i [%] tronco	A tot [m ²]	A imp tot [m ²]	Im	L tot [m]	d [m/ha]	Sr [%]	K [sec]	fi	U [l/(s*ha)]	Q _{max} [l/s]
T12	9,5	0,5	147,6	147,6	1	9,5	643,631	0,50	300	0,85	518,195	7,648
T13	5,5	0,5	278,8	278,8	1	15	1143,293	0,50	300	0,85	518,195	6,798

Fissata la pendenza "i" della tubazione si è definita la dimensione dello speco (diametro D), in modo che il tirante idrico "h" connesso con la portata "Q" di progetto possa assicurare un prefissato franco minimo di sicurezza: il franco deve consentire una completa ed efficace aerazione della canalizzazione ed evitare che i fenomeni ondosi, che possono innescarsi sulla superficie libera in condizioni di moto vario, occludano momentaneamente lo speco provocando fenomeni di battimento pericolosi per la durata e la stabilità della condotta. Inoltre il franco di sicurezza serve anche per compensare le maggiori altezze che si dovessero verificare in caso di rigurgito.

In base al diametro delle condotte si assume un'altezza massima del pelo libero pari a metà diametro per le tubazioni di piccolo diametro ($D \leq 40$ cm), mentre l'altezza del pelo libero nelle altre tubazioni ($D > 40$ cm) può essere al massimo pari al 70% del diametro.

Poiché le dimensioni degli specchi sono definite da un'unica grandezza geometrica, è possibile, utilizzando le relazioni che legano la sezione bagnata "A" e il raggio idraulico "r" al tirante idrico "h", determinare analiticamente la dimensione teorica corrispondente al prefissato grado di riempimento ($h/r = 1$ o $h/r=1,4$ a seconda del diametro della tubazione). Per la valutazione del grado di scabrezza teorico si è adottata la formula di Gauckler-Strickler.

Sono state impiegate scale di deflusso normalizzate, per cui per il calcolo del raggio teorico si utilizzano i parametri adimensionali A/r^2 ed R/r , i cui valori sono ricavati in funzione del prefissato rapporto di riempimento h/r . Infine, il raggio teorico "r" è stato approssimato al valore commerciale immediatamente superiore.

La velocità all'interno del tubo dovrebbe essere compresa nell'intervallo 0,6-3,0 m/s. Intervenire cambiando le pendenze longitudinali o spezzando la tratta con dei salti. Di seguito si riportano le verifiche delle tubazione nei diversi tratti omogenei.

LEGENDA DEI SIMBOLI

L □ lunghezza tronco
 i □ pendenza motrice
 DN □ diametro nominale tubazione
 D_i □ diametro interno tubazione

Q_p □ portata di pioggia tratto
 C □ coefficiente di scaricamento
 h □ tirante idrico
 h/D_i □ grado riempimento tubazione

φ = angolo al centro
 A □ area bagnata
 C □ contorno bagnato
 R □ raggio idraulico

Q_s □ portata smaltita tubazione
 V □ velocità del deflusso

Tabella 8 – Verifica tubazioni – Tronco 1

TRATTO	L [m]	J [%]	DN [mm]	D _i [mm]	Q _p [l/s]	K [m ^{1/3} /s]	h [m]	h/D _i	f [rad]	A [m ²]	C [m]	R [m]	Q _s [l/s]	V [m/s]
T1	12,8	0,50	315	300	11,1	80,0	0,08	26,8%	2,17	0,015	0,33	0,046	11,1	0,7
T2	3,7	0,50	315	300	4,4	80,0	0,05	16,9%	1,69	0,008	0,25	0,0310	4,4	0,6
T3	4,6	0,50	315	300	15,5	80,0	0,10	31,8%	2,40	0,019	0,36	0,0536	15,5	0,8

Tabella 9 – Verifica tubazioni – Tronco 2

TRATTO	L [m]	J [%]	DN [mm]	D _i [mm]	Q _p [l/s]	K [m ^{1/3} /s]	h [m]	h/D _i	f [rad]	A [m ²]	C [m]	R [m]	Q _s [l/s]	V [m/s]
T4	10,6	0,50	315	300	4,6	80,0	0,06	19,0%	1,80	0,009	0,27	0,0345	5,6	0,6
T5	8,5	0,50	315	300	10,7	80,0	0,09	29,0%	2,28	0,017	0,34	0,0498	13,0	0,8
T6	11,7	0,50	315	300	18,7	80,0	0,11	37,3%	2,63	0,024	0,39	0,0609	21,0	0,9

Tabella 10 – Verifica tubazioni – Tronco 3

TRATTO	L [m]	J [%]	DN [mm]	D _i [mm]	Q _p [l/s]	K [m ^{1/3} /s]	h [m]	h/D _i	f [rad]	A [m ²]	C [m]	R [m]	Q _s [l/s]	V [m/s]
T7	8,0	0,50	315	300	7,4	80,0	0,07	21,8%	1,94	0,011	0,29	0,0390	7,4	0,7
T8	10,0	0,50	315	300	5,6	80,0	0,06	19,0%	1,80	0,009	0,27	0,0345	5,6	0,6

Tabella 11 – Verifica tubazioni – Tronco 4

TRATTO	L [m]	J [%]	DN [mm]	D _i [mm]	Q _p [l/s]	K [m ^{1/3} /s]	h [m]	h/D _i	f [rad]	A [m ²]	C [m]	R [m]	Q _s [l/s]	V [m/s]
T9	14,1	0,50	315	300	5,0	80,0	0,05	18,0%	1,75	0,009	0,26	0,0328	5,0	0,6
T10	9,4	0,50	315	300	8,7	80,0	0,07	23,7%	2,03	0,013	0,30	0,0418	8,7	0,7
T11	7,8	0,50	315	300	5,1	80,0	0,05	18,2%	1,76	0,009	0,26	0,0331	5,1	0,6

Tabella 12 – Verifica tubazioni – Tronco 5

TRATTO	L [m]	J [%]	DN [mm]	D _i [mm]	Q _p [l/s]	K [m ^{1/3} /s]	h [m]	h/D _i	f [rad]	A [m ²]	C [m]	R [m]	Q _s [l/s]	V [m/s]
T12	9,5	0,50	315	300	7,6	80,0	0,07	22,1%	1,96	0,012	0,29	0,0394	7,6	0,7
T13	5,5	0,50	315	300	6,8	80,0	0,06	20,9%	1,90	0,011	0,28	0,0376	6,8	0,6

Per evitare che si abbiano problemi di ostruzione delle tubazioni, i diametri minimi assegnati agli spechi sono pari a 250 mm per i collegamenti delle singole caditoie e 315 mm per i collegamenti di limitata estensione con un numero limitato di caditoie collegate.

4.2. Tipologia tubazioni e metodologia di posa

Per le condotte fognarie di diametro inferiore a 400 mm si utilizzano tubi in PVC serie SN 8 in pezzi da 3 m UNI EN 1401.

Tutte le tipologie di tubazioni impiegate hanno giunzione a bicchiere con anello elastomerico di tenuta. Gli elementi di tenuta in elastomero sono normati dalla UNI EN 681.

Per le tubazioni in PVC il letto di posa dovrà essere realizzato in sabbia o terreni ghiaioso-sabbiosi depurati dagli elementi più grossolani. Il rinfianco delle tubazioni dovrà essere eseguito utilizzando solo sabbia oppure sabbia e ghiaia di diametro inferiore a 20 mm, fino a raggiungere una quota di 5/10 cm sopra la generatrice superiore del tubo. In superficie si utilizza lo stesso pacchetto della sede stradale (tout-venant + binder + manto d'usura se lo scavo è su sede stradale, e misto cementato, massetto in calcestruzzo e manto d'usura se lo scavo è su marciapiede). La compattazione fino a questo punto deve essere eseguita solo lateralmente al tubo e mai sulla sua verticale. La stratigrafia è riportata nell'elaborato grafico dei particolari costruttivi.

Il valore massimo di deviazione consentito dal giunto, decrescente al crescere del diametro nominale e normalmente compreso tra 1° e 3°, dovrà essere dichiarato dal produttore.

Nei paragrafi successivi sono riportate le verifiche statiche delle tubazioni in funzione delle condizioni di posa.

COMUNE DI POGLIANO MILANESE
 PROGETTO COMMERCIALE-RESIDENZIALE NUOVA VIABILITA'
 PROGETTO DEFINITIVO – ESECUTIVO

Relazione di calcolo dell'impianto di raccolta delle acque meteoriche

Parametri	Valori	U.d.M.	Note
Diametro	540,00	mm	Diametro esterno tubazione
γ_t	20,00	kN/mc	Valore del peso specifico totale del prisma al di sopra della tubazione
ρ	30,00	gradi	Angolo di attrito terreno laterale rispetto al rinterro
H_w	0,00	m	Altezza superficie libera falda rispetto al limite superiore della tubazione
Falda	-		Non è presente falda conosciuta
K	2,80		Appoggio su letto di materiale granulare fine e parziale colmata in calcestruzzo degli spazi laterali
P_v	5,20	N/mq	Da tabella, secondo la profondità del rinterro, considerando un veicolo HT60
Q	166,67	kN/mq	Limite a rottura da normativa UNI EN 1916
H	1,55	m	Distanza tra generatrice superiore tubo e piano campagna.
B	0,70	m	Rinterro massimo sotto sede stradale.
Tipo di trincea	TRINCEA STRETTA		

Carico del rinterro			
k=	0,33		
C_t =	1,49		
Q_{ST} =	14,60	kN/m	
Carico da sovraccarichi verticali mobili			
p_v =	5,20	t/mq	Da tabella
φ =	1,19		Utilizzata formula per strade ed autostrade
P_{vc} =	32,87	kN/m	
Carico massa acqua			
P_a =	2,32	kN/m	
Carico pressione idrostatica esterna			
Q_w =	0,00	kN/m	
VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA			
Q_t =	49,79	kN/m	
Q =	166,67	kN/m	
$(KQ)/Q_t$ =	9,37		VERIFICATO

4.3. Tabella riassuntiva caratteristiche tubazioni e deflusso acque bianche

Nella pagina seguente si riporta la tabella riassuntiva delle caratteristiche delle tratte di tubazione della raccolta delle acque meteoriche di progetto, secondo la numerazione degli elaborati grafici. Il livello massimo di riempimento della tubazione (tratto T6) è pari al 37,3%, inferiore al limite massimo del 50% raccomandato.

Le tratte di raccordo tra le singole caditoie / bocche di lupo e la linea di raccolta sono sempre in PVC diametro DN 250 mm e classe resistenza SN8.

COMUNE DI POGLIANO MILANESE
 PROGETTO COMMERCIALE-RESIDENZIALE NUOVA VIABILITA'
 PROGETTO DEFINITIVO – ESECUTIVO
Relazione di calcolo dell'impianto di raccolta delle acque meteoriche

TRATTO	DIMENSIONI INTERNE (mm)	DIMENSIONI ESTERNE (mm)	MATERIALE	CLASSE DI RESISTENZA	SUPERFICIE DRENATA (m2)	SUPERFICIE DRENATA CUMULATA (m2)	PORTATA TRASPORTATA (l/sec)	VELOCITA' DI DEFLUSSO (m/sec)	GRADO DI RIEMPIMENTO ALLA PORTATA DI PROGETTO
T1	296,6	315	PVC	SN8	213,9	213,9	11,08	0,73	26,8%
T2	296,6	315	PVC	SN8	84,3	84,3	4,37	0,56	16,9%
T3	296,6	315	PVC	SN8	0	298,2	15,45	0,80	31,8%
T4	296,6	315	PVC	SN8	88,9	88,9	4,61	0,60	19,0%
T5	296,6	315	PVC	SN8	118	206,9	10,72	0,77	29,0%
T6	296,6	315	PVC	SN8	154	360,9	18,70	0,88	37,3%
T7	296,6	315	PVC	SN8	143,1	143,1	7,42	0,65	21,8%
T8	296,6	315	PVC	SN8	108,9	108,9	5,64	0,60	19,0%
T9	296,6	315	PVC	SN8	95,7	95,7	4,96	0,58	18,0%
T10	296,6	315	PVC	SN8	71,5	167,2	8,66	0,68	23,7%
T11	296,6	315	PVC	SN8	97,9	97,9	5,07	0,58	18,2%
T12	296,6	315	PVC	SN8	147,6	147,6	7,65	0,66	22,1%
T13	296,6	315	PVC	SN8	131,2	131,2	6,80	0,64	20,9%

5. VERIFICA STATICA TUBAZIONI FLESSIBILI

5.1. Premessa

Per valutare il comportamento statico di una tubazione flessibile, non si può fare riferimento, come nel caso delle tubazioni rigide, al carico di rottura, semplicemente per il fatto che la deformazione del tubo risulta inaccettabile molto prima che si raggiunga il carico di rottura per schiacciamento. Pertanto, per la verifica statica delle tubazioni flessibili si possono seguire le indicazioni riportate nella norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 che si riferisce a tubi a pressione in resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro, ma che può essere ragionevolmente estesa a tutti i materiali plastici e alle tubazioni flessibili in generale.

Le verifiche vengono effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali utilizzati; è noto infatti, che i materiali plastici vanno incontro ad un decadimento nel tempo delle loro caratteristiche meccaniche. Le operazioni da effettuarsi nell'ambito della verifica statica delle tubazioni flessibili sono le seguenti:

- Valutazione e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine;
- Valutazione e verifica della massima sollecitazione a flessione della sezione trasversale;
- Valutazione e verifica del carico critico di collasso.

Per ogni sezione critica vengono scelti i parametri specifici per poter effettuare la verifica. Di seguito vengono elencate le procedure di calcolo.

5.2. Analisi dei carichi

5.2.1. Calcolo del carico dovuto al rinterro e ai sovraccarichi verticali mobili

L'appendice A della norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 propone di valutare il carico verticale del suolo sul tubo come peso del prisma di terreno di base D e altezza H:

$$P_{ST} [kN/m] = \gamma_t H D$$

Essendo:

- γ_t il peso specifico del materiale di rinterro in kN/m^3 ;
- H l'altezza del rinterro al di sopra della generatrice del condotto, in m;
- D il diametro esterno della tubazione in m.

Nei calcoli effettuati è stata utilizzata questa equazione in quanto più cautelativa di quella prevista dalla norma UNI 7517. Si fa notare che la norma UNI 7517, nel caso di posa in trincea larga, valuta il carico dovuto al rinterro con l'espressione

$$P_{ST} = C_e \gamma_t D^2$$

Utilizzando nel caso di rinfianco in materiale arido, sempre necessario per tubazioni flessibili, l'espressione:

$$C_e = H/D$$

Applicando la quale si ottiene l'espressione di P_{ST} sopra esplicitata.

5.2.2. Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi mobili

Altro carico da quantificare è quello sulla dovuto al transito di un mezzo circolante a un'altezza H sopra la generatrice superiore del tubo. Qualora si tratti, come in questo caso, di un sovraccarico verticale concentrato dovuto a veicoli su ruote, si calcola con riferimento alla norma UNI 7517 con la seguente espressione:

$$P_{vc} = p_v D \varphi$$

Dove:

- P_{vc} è il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo dovuto ai sovraccarichi mobili concentrati di convogli tipo, in N/m;
- p_v è la pressione verticale al livello della generatrice superiore del tubo, dovuta ai sovraccarichi mobili concentrati, in N/m²;
- D è il diametro esterno del tubo, in m;
- φ è il fattore dinamico.

Il fattore dinamico può essere calcolato come:

- $\varphi = 1 + 0,3/H$ per strade e autostrade
- $\varphi = 1 + 0,6/H$ per ferrovie

Dove H è l'altezza del rinterro in m sulla generatrice del tubo.

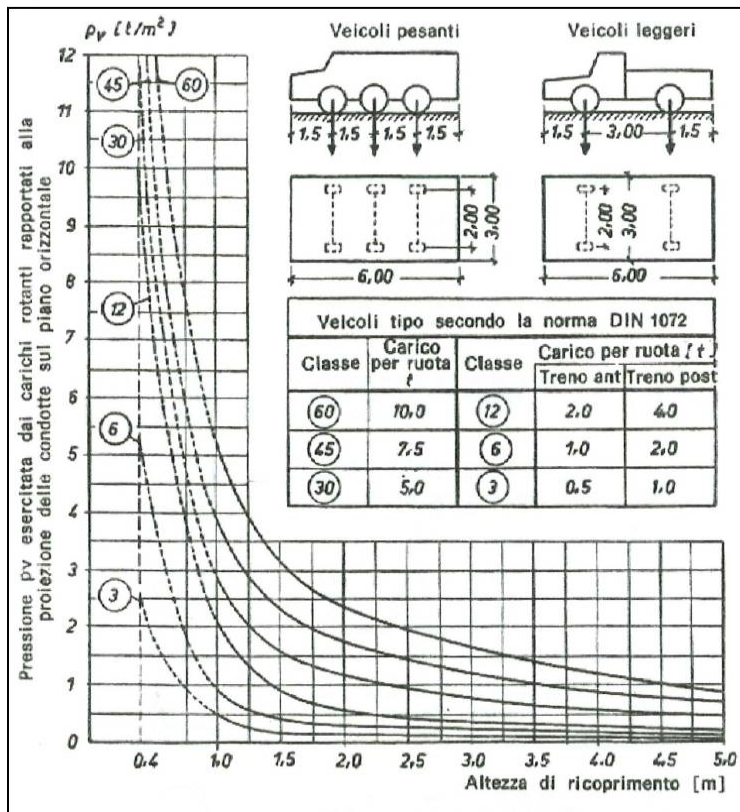
Il fattore dinamico φ deve comunque essere minore o uguale a 2 per il teorema di Clapeyron sul lavoro di deformazione.

Per la scelta della pressione p_v dovuta ai sovraccarichi mobili la legge n. 313 del 5 maggio 1976 prevede come carico più oneroso quello derivato da HT45 con carico per ruota pari a 75 kN (come da tabella sottostante).

Tabella 13 – Classi e carichi convogli tipo, secondo norma DIN 1072

Classe HT	Carico per ruota P [kN]	Classe LT	Carico per ruota	
			Anteriore P _a [kN]	Posteriore P _p [kN]
60	100	12	20	40
45	75	6	10	20
38	62,5	3	5	10
30	50	-		
26	-	-		

In questa sede si fa riferimento alla DIN 1072 utilizzando per la verifica la classe HT60, condizione peggiorativa rispetto alla legge n.313 con HT45. Per calcolare p_v si fa riferimento al grafico sottostante:



5.3. Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

L'inflessione diametrale massima nella tubazione, con il 95% di probabilità, è fornita dalla seguente espressione:

$$\Delta y = \frac{(D_e \cdot W_c + W_L) \cdot K_x}{8 \cdot RG + 0,061 \cdot K_a \cdot E_s} + \Delta a$$

Dove:

- Δy è l'inflessione verticale del tubo [cm];
- D_e è il fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto dell'assestarsi nel tempo del terreno [adim.];
- W_c è il carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza [N/cm];
- W_L è il carico mobile sul tubo per unità di lunghezza [N/cm];
- K_x è il coefficiente di inflessione, che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore di appoggio del tubo [adim.];
- RG è la rigidità trasversale del tubo a lungo termine [N/cm²];
- E_s è il modulo elastico del terreno che avvolge la tubazione [N/cm²];
- $K_a, \Delta a$ sono parametri che permettono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0,95 della distribuzione statica dell'inflessione).

Con riferimento alla rigidità trasversale del tubo si noti che questa risulta pari a:

$$RG = \frac{E_t \cdot I}{D^3}$$

Indicando con:

- E_t è il modulo di elasticità del materiale costituente il tubo;
- I è il momento di inerzia di una lunghezza unitaria del tubo ($I = s^3/12$ con s spessore della parete del tubo);
- r è il raggio medio della tubazione, pari a $r = (D-s)/2$.

Nel caso del PVC e PEad il modulo di elasticità a lungo termine (1.500 MPa) è la metà di quello iniziale (3.000 MPa) e di conseguenza, sulla scorta della formula di cui sopra, lo stesso rapporto viene mantenuto relativamente alla rigidità trasversale. Per tubazioni in PEad ed in PVC l'inflessione diametrale a lungo termine non deve superare il 5% del diametro iniziale della condotta.

Tabella 14 –Modulo elastico del terreno E_s

Tipo di materiale che avvolge la tubazione	Valore di E_s in funzione del grado di compattazione del materiale che avvolge la tubazione [MPa]			
	Scaricato alla rinfusa	Costipamento leggero <85% Proctor <40% Densità relativa	Costipamento moderato 85÷95% Proctor 40÷70% Dens. Rel.	Costipamento leggero >95% Proctor >70% Densità relativa
a) Terreni a grana fine, con meno del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla.	0,34	1,4	2,8	6,9
b) Terreni a grana fine, con più del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla. Terreni a grana grossolana con più del 12% di fini.	0,69	2,8	6,9	13,8
c) Terreni a grana grossolana con pochi fini o nessuno (<12% di fini).	1,4	6,9	13,8	20,7
d) Roccia frantumata.	6,9	-	20,7	-

Tabella 15 –Fattore di ritardo d'inflessione D_e

TIPO DI RINTERRO E GRADO DI COSTIPAMENTO	D_e
Rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato a elevato	2,0
Materiale scaricato alla rinfusa o grado di costipamento leggero	1,5

Tabella 16 – Coefficiente di inflessione K_x

TIPO D'INSTALLAZIONE	ANGOLO EQUIVALENTE DI LETTO [gradi]	COEFFICIENTE K _x
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor ≥ 95%) o materiale di letto e rinfiando di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor ≥ 70%)	180	0,083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor ≥ 85% e < 95%) o materiale di letto e rinfiando di tipo ghiaioso.	60	0,103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato)	0	0,110

Tabella 17 - Valori dei parametri K_a e Δa

ALTEZZA H DEL RINTERRO [m]	Δa	K _a
H < 4,9 m	0	0,75
H > 4,9m e materiale scaricato alla rinfusa e con leggero grado di costipamento	0,02 D	1,0
H > 4,9m e materiale con moderato grado di costipamento	0,01 D	1,0
H > 4,9m e materiale con elevato grado di costipamento	0,005 D	1,0

L'inflessione verticale del tubo deve essere inferiore al 5% del diametro esterno della tubazione.

5.4. Calcolo e verifica della sollecitazione massima di flessione

La sollecitazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta tramite un fattore di sicurezza. In particolare dovrà risultare:

$$\sigma = D_f \cdot E_t \cdot \left(\frac{\Delta y}{D} \right) \cdot \left(\frac{s}{D} \right) \leq \frac{\sigma_{lim}}{\mu}$$

Dove:

- σ è la tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/cm²];
- σ_{lim} è la tensione limite ultima fornita dalla società produttrice della tubazione [N/cm²];
- D_f è un fattore di forma i cui valori sono stati parametrizzati in funzione dell'indice di rigidezza RG della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro ricavabile dalla tabella riportata nel seguito;
- μ è un coefficiente di sicurezza, fissato dalla norma pari a 1,5.

Tabella 18 - Fattore di forma Df

INDICE DI RIGIDEZZA DELLA TUBAZIONE RG [N/m ²]	TIPO DI MATERIALE DI SOTTOFONDO E RINFIANCO E GRADO DI COSTIPAMENTO			
	GHIAIOSO		SABBIOSO	
	DA NATURALE A LEGGERO	DA MODERATO A ELEVATO	DA NATURALE A LEGGERO	DA MODERATO A ELEVATO
1.150	5,5	7,0	6,0	8,0
2.300	4,5	5,5	5,0	6,5
4.600	3,8	4,5	4,0	5,5
9.200	3,3	3,8	3,5	4,5

5.5. Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze, si inflette: inizialmente si ha ovalizzazione (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi, ecc.

Il carico critico per unità di superficie vale:

$$p_{cr} = (n_L^2 - 1) \frac{E_t \cdot I}{r^3}$$

Dove:

- n_L è il numero dei lobi della deformata.

Il carico critico che provoca la deformazione a due lobi è quindi pari a:

$$p_{cr} = 3 \frac{E_t \cdot I}{r^3} = 24RG$$

La forza critica per unità di lunghezza che provoca l'instabilità elastica è:

$$P_{cr} = p_{cr} D$$

Dove:

- D è il diametro esterno del tubo.

Per quanto riguarda le tubazioni interrate, la sollecitazione che determina l'instabilità elastica è legata, oltre alle caratteristiche meccaniche della tubazione, anche al modulo elastico E_s del suolo che circonda la tubazione. La norma ANSI-AWWA C950/88 propone la seguente espressione per la valutazione della pressione ammissibile (definita anche "pressione ammissibile di Buckling"):

$$q_a = \left(\frac{1}{FS} \right) \left(32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E_s \frac{E_t \cdot I}{D^3} \right)^{1/2}$$

Dove:

- q_a è la pressione ammissibile di buckling in N/cm²;
- FS è il fattore di progettazione, pari a 2,5;
- R_w è il fattore di spinta idrodinamica della falda eventualmente con
 $R_w = 1 - 0,33(H_w/H)$ dove $0 \leq H_w \leq H$;

- B' è il coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale) fornito dalla relazione $B' = 1/(1+4e^{0,213H})$;
- H è l'altezza di rinterro in cm;
- H_w è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm.

Nel caso in cui la verifica inerente all'inflessione diametrale $\Delta y/D$ fornisca valori prossimi al limite massimo accettabile si dovrà utilizzare un fattore di progettazione $FS=3$ in luogo di 2,5.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile q_a con la risultante dei carichi esterni applicati. In particolare dovrà risultare:

$$\gamma_w \cdot H_w + R_w \frac{W_c}{D} + \frac{W_L}{D} \leq q_a$$

L'inflessione diametrale, le sollecitazioni e la pressione massima ammissibile di buckling in una tubazione flessibile interrata dipendono in maniera determinante dal modulo di elasticità del suolo e quindi dal tipo di terreno utilizzato per letto di posa ed il rinfiamento della tubazione e dal grado di costipamento.

5.6. Risultati delle verifiche dei tubi flessibili

Si verifica, in base a quanto descritto nei paragrafi precedenti, la tubazione in PVC DN 315mm UNI EN 1401, SN 8 SDR 41 Il peso specifico del terreno di rinterro è stato calcolato considerando la media pesata degli strati costituenti la sovrastruttura al di sopra della tubazione presa in considerazione.

Il valore medio ottenuto è di circa 9 kN/m³.

I diametri, il limite a rottura e le caratteristiche tecniche geometriche della condotta sono ricavate dalla classe normata dalla UNI EN 1401.

La verifica della tubazione descritta sopra ha dato esito positivo come evidenziato dalle tabelle riassuntive riportate di seguito. Si sceglie di effettuare la verifica su due sezioni:

- La sezione con la minima profondità dalla sommità del tubo al piano stradale (dove i carichi mobili sono i maggiori responsabili di eventuali rotture o deformazioni)
- La sezione con massima profondità dalla sommità del tubo al piano viario (dove è il carico del terreno il principale agente di rischio).

COMUNE DI POGLIANO MILANESE
 PROGETTO COMMERCIALE-RESIDENZIALE NUOVA VIABILITA'
 PROGETTO DEFINITIVO – ESECUTIVO
 Relazione di calcolo dell'impianto di raccolta delle acque meteoriche

Tubazione in PVC DN 315 UNI EN 1401, SN 8 SDR 41

Parametri	Valori	U.d.M.	Note
Diametro esterno	315,00	mm	Diametro esterno tubazione (nel caso di tubazioni in materiale plastico coincide con il DN)
Spessore	9,20	mm	Spessore tubazione
E_t	150.000,00	N/cm ²	Modulo di elasticità a lungo termine per il PVC
σ_{lim}	2.500,00	N/cm ²	Tensione limite ultima a lungo termine per il PVC
RG	8,00	kN/mq	
γ_t	20,00	kN/mc	Valore del peso specifico totale del prisma al di sopra della tubazione
ρ	30,00	gradi	Angolo di attrito terreno laterale rispetto al rinterro
D_e	2,00		Rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato a elevato
K_x	0,103		Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato
E_s	690,00	N/cm ²	Tipo b) costipamento moderato
K_a	0,75		Da tabella
Δa	0,00		Da tabella
D_f	4,60		Da tabella. Materiale sabbioso con costipamento da moderato a elevato
p_v	5,25	t/mq	Da tabella
H	1,00	m	Distanza tra generatrice superiore tubo e piano campagna. Rinterro minimo sotto sede stradale.

Carico del rinterro			
$P_{ST} =$	6.300,00	N/m	
$W_c =$	63,00	N/cm	

Carico da sovraccarichi mobili			
$\varphi =$	1,30		Utilizzata formula per strade ed autostrade
$P_{vc} =$	21.082,86	N/m	
$W_L =$	210,83	N/cm	

VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE			
$\Delta y =$	0,91	cm	VERIFICATO

VERIFICA SOLLECITAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE			
$\sigma =$	584,59	N/cm ²	
$\sigma_{lim}/\sigma =$	4,28		VERIFICATO

VERIFICA EQUILIBRIO STATICO			
FS =	2,50		Fattore di progettazione pari a 2,5
$H_w =$	0,00	cm	Altezza falda sopra la generatrice superiore del tubo
$R_w =$	1,00		
$B' =$	1,00		
$q_a =$	53,16	N/cm ²	
Carichi =	8,69	N/cm ²	VERIFICATO

COMUNE DI POGLIANO MILANESE
 PROGETTO COMMERCIALE-RESIDENZIALE NUOVA VIABILITA'
 PROGETTO DEFINITIVO – ESECUTIVO
 Relazione di calcolo dell'impianto di raccolta delle acque meteoriche

Tubazione in PVC DN 315 UNI EN 1401, SN 8 SDR 41

Parametri	Valori	U.d.M.	Note
Diametro esterno	315,00	mm	Diametro esterno tubazione (nel caso di tubazioni in materiale plastico coincide con il DN)
Spessore	9,20	mm	Spessore tubazione
E_t	150.000,00	N/cm ²	Modulo di elasticità a lungo termine per il PVC
σ_{lim}	2.500,00	N/cm ²	Tensione limite ultima a lungo termine per il PVC
RG	8,00	kN/mq	
γ_t	20,00	kN/mc	Valore del peso specifico totale del prisma al di sopra della tubazione
ρ	30,00	gradi	Angolo di attrito terreno laterale rispetto al rinterro
D_e	2,00		Rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato a elevato
K_x	0,103		Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato
E_s	690,00	N/cm ²	Tipo b) costipamento moderato
K_a	0,75		Da tabella
Δa	0,00		Da tabella
D_f	4,60		Da tabella. Materiale sabbioso con costipamento da moderato a elevato
p_v	5,25	t/mq	Da tabella
H	1,57	m	Distanza tra generatrice superiore tubo e piano campagna. Rinterro massimo sotto sede stradale.

Carico del rinterro			
$P_{ST} =$	9.891,00	N/m	
$W_c =$	98,91	N/cm	

Carico da sovraccarichi mobili			
$\varphi =$	1,19		Utilizzata formula per strade ed autostrade
$P_{vc} =$	19.316,48	N/m	
$W_L =$	193,16	N/cm	

VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE			
$\Delta y =$	1,06	cm	VERIFICATO

VERIFICA SOLLECITAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE			
$\sigma =$	678,58	N/cm ²	
$\sigma_{lim}/\sigma =$	3,68		VERIFICATO

VERIFICA EQUILIBRIO STATICO			
FS =	2,50		Fattore di progettazione pari a 2,5
$H_w =$	0,00	cm	Altezza falda sopra la generatrice superiore del tubo
$R_w =$	1,00		
$B' =$	1,00		
$q_a =$	53,16	N/cm ²	
Carichi =	9,27	N/cm ²	VERIFICATO

6. VERIFICA COMPATIBILITA' RICETTORI

Per garantire l'invarianza idraulica e idrologica, su richiesta del gestore del servizio CAP Holding, è stata effettuata una verifica sulla variazione delle superfici impermeabili relativa alle opere stradali in cessione al Comune, al fine di quantificare le eventuali aree che devono scaricare in pozzi perdenti aggiuntivi e scollegati alla rete dei collettori fognari misti esistenti.

Le aree impermeabili aggiuntive corrispondono alle seguenti aree:

- Giardino della scuola: 205,3 m²;
- Edificio da demolire, all'angolo tra via Sauro e via Garibaldi: 40,8 m²;
- Cortile interno dell'edificio da demolire, all'angolo tra via Sauro e via Garibaldi: 201,3 m².

Il totale delle aree impermeabili aggiuntive è pari a 447,4 m². Per quanto riguarda l'edificio da demolire, è stata cautelativamente stimata una superficie pari alla metà dell'area del tetto, in quanto si ipotizza che parte delle acque raccolte dai pluviali possa ora confluire nel cortile interno.

Le aree che, viceversa, da impermeabili diventano permeabili coincidono con le aree a verde delle isole spartitraffico e l'isola centrale della rotatoria, e sono complessivamente pari a 152,8 m².

Il saldo delle aree impermeabili, quindi, è positivo per complessivi 294,6 m². Dal momento che il bacino di raccolta che alimenta i pozzi perdenti è pari a 298,2 m², il nuovo intervento stradale, pur prevedendo un incremento delle aree impermeabili, garantisce l'invarianza idraulica della rete fognaria attuale, e anzi da un piccolo contributo positivo.

In allegato a fondo testo, **Allegato A**, si riportano le schede monografiche dei chiusini fognari posti nell'area d'esame.

7. SISTEMA DI DISPERSIONE NEL SOTTOSUOLO

7.1. Disoleatore

Le acque convogliate sono suscettibili di inquinamento in quanto provenienti da superfici stradali. Gli inquinanti sono veicolati principalmente nella prima fase del dilavamento superficiale mediante le cosiddette acque di prima pioggia. Per questa motivazione si prevede il trattamento delle stesse per consentirne lo scarico negli strati superficiali del sottosuolo. Il sistema di trattamento è equipaggiato con un comparto per favorire l'allontanamento dei solidi grossolani e la sedimentazione dei solidi sedimentabili, e un secondo per l'eliminazione degli oli minerali (disoleatore). Pertanto, le acque raccolte dal collettore ad ovest dell'anello della rotatoria di progetto vengono recapitate ad un disoleatore in continuo che sia in grado di garantire il trattamento delle acque di prima pioggia con le metodologie sopra citate.

La superficie scolante afferente al collettore in ingresso al disoleatore è pari a 300 mq.

7.2. Pozzi perdenti

Per quanto concerne la zona ovest della rotatoria, le acque meteoriche di dilavamento scolanti vengono convogliate all'interno di n° 1 pozzo perdente, di diametro 2,0 m, posizionati nel giardino della scuola, all'angolo tra via Sauro e via Garibaldi. Il dimensionamento del sistema di dispersione è stato effettuato confrontando le portate in ingresso al sistema (quindi l'idrogramma di piena di progetto) con la capacità di infiltrazione del terreno e con il volume immagazzinato nel sistema; tale confronto viene espresso mediante la seguente equazione di continuità:

$$(Q_p - Q_f) \Delta t = \Delta W$$

Con:

- Q_p = portata influente;
- Q_f = portata infiltrata;
- Δt = intervallo di tempo;
- ΔW = variazione del volume invasato nel sistema.

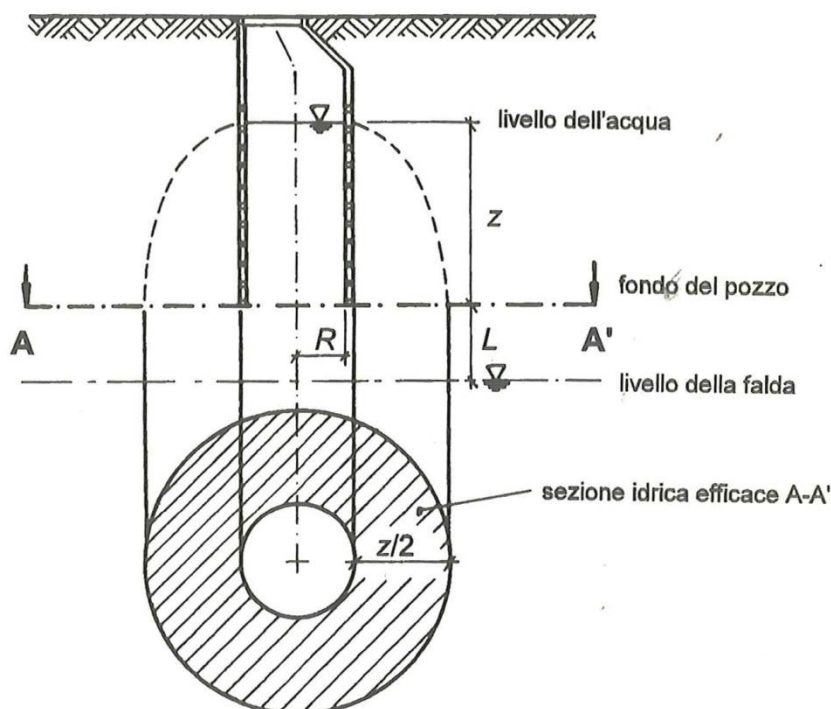
Per determinare la portata in ingresso si fa riferimento alla monomia precedentemente menzionata e per semplicità si ammette che l'idrogramma in arrivo nella struttura di infiltrazione coincida con l'idrogramma di progetto. Essendo il bacino afferente limitato si considerano eventi di pioggia di breve durata, tra i quali si è visto che quello critico ha durata di circa 15 minuti (0.25 h). Per valutare le portate in ingresso si è inoltre considerato una distribuzione temporale costante. I calcoli sono stati effettuati discretizzando le curve per intervalli di tempo di 3 minuti (0.05 h). Le portate infiltrate possono essere stimate mediante la legge di Darcy:

$$Q_f = K J A$$

Con:

- Q_f = portata di infiltrazione [m^3/s];
- K = permeabilità o coefficiente di permeabilità [m/s];
- J = cadente piezometrica [m/m];
- A = superficie netta di infiltrazione [m^2].

Si può assumere che la permeabilità del terreno sia buona, cioè si abbia un valore intorno a 5×10^{-4} m/s. Per tener conto che gli strati di terreno in questione si trovano spesso in condizioni insature, è opportuno ridurre del 50% il valore della permeabilità che compare nella legge di Darcy. La cadente piezometrica J può essere posta pari a 1 in quanto il tirante idrico sulla superficie filtrante si può considerare trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie della falda è relativamente lontana dal fondo disperdente.



Le portate di infiltrazione dei pozzi perdenti sono ricavate mediante la seguente equazione:

$$Q_f = \frac{K}{2} \left(\frac{L+z}{L+z/2} \right) A_f$$

Dove:

- L = dislivello tra il fondo del pozzo e il sottostante livello di falda (circa 2,5 m);
- z = altezza dello strato drenante del pozzo;
- A_f = superficie orizzontale drenante effettiva, calcolabile come quella di un anello di larghezza $z/2$ (non si fa conto sulla capacità drenante del fondo del pozzo, per via della sua possibile occlusione).

In tale espressione il primo termine rappresenta la permeabilità in condizioni insature, pari alla metà di quella in condizioni sature.

L'ultimo elemento di cui tenere conto è il volume accumulato nel sistema che per il pozzo perdente è dato semplicemente dall'area della base per l'altezza raggiunta dall'acqua. Sotto queste ipotesi sono stati fatti i calcoli di verifica del sistema utilizzato. Di seguito sono riportate le tabelle per

l'evento di pioggia critico in cui si possono facilmente ricavare le altezze massime raggiunte dall'acqua. Si noti che a livello cautelativo non è stata computata la capacità di invaso dell'intero sistema di raccolta (tubi e caditoie).

Tabella 19 - calcolo dei sistemi d'infiltrazione per un evento della durata di 15 minuti (0.25 h) a intensità costante

Tempo [h]	Qp [mc/h]	Qf [mc/h]	Vol [mc]	h [m]
0,05	44,09	0,00	2,20	0,70
0,1	44,09	2,62	4,15	1,32
0,15	44,09	6,00	5,71	1,82
0,2	44,09	9,48	6,92	2,20
0,25	44,09	12,62	7,87	2,51

ALLEGATO A – SCHEDE MONOGRAFICHE CHIUSINI FOGNATURA

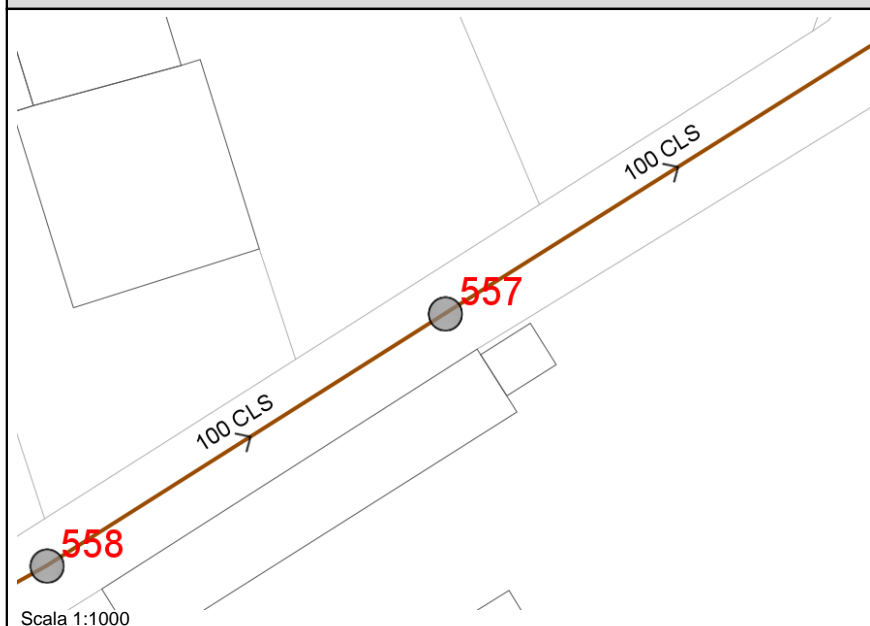
SCHEDA MONOGRAFICA

557

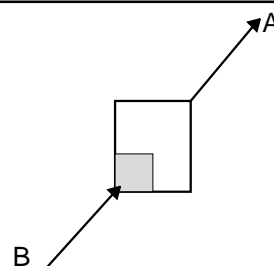
DATI GENERALI

COMUNE	POGLIANO MILANESE	TIPOLOGIA	Pozzetto di ispezione - chiusino
VIA	Via Nazario Sauro	ACCESSIBILITA'	Si
CIVICO	-	RILEVATORE	CAP HOLDING SPA
COORDINATA X	499360,38	POSIZIONE SU STRADA	Carreggiata centrale
COORDINATA Y	5042325,90	SUPERFICIE DI POSA	Asfalto
SISTEMA COORDINATE	UTM32N (WGS84)	DATA RILIEVO	28/08/2012

INQUADRAMENTO TERRITORIALE



SCHEMA GRAFICO



FOTO



DATI RELATIVI AL MANUFATTO RILEVATO

POSIZIONE CHIUSINO	A raso	MATERIALE TORRINO	CLS
QUOTA CHIUSINO [m s.l.m.]	163,20	FORMA TORRINO	Rettangolo
PROFONDITA' [m]	-	DIMENSIONI TORRINO [cm]	45 X 65
QUOTA FONDO [m s.l.m.]	-	ALTEZZA TORRINO [cm]	70,00
MATERIALE CHIUSINO	GH	MATERIALE POZZETTO	CLS
FORMA CHIUSINO	rettangolo	FORMA POZZETTO	Rettangolo
DIMENSIONI CHIUSINO [cm]	50 X 70	DIMENSIONI POZZETTO [cm]	100 X 120
PRESENZA BANCHINA	Si	RISTAGNO [cm]	0
PROFONDITA' BANCHINA [m]	2,40	APPOGGIO DI ACCESSO	No
QUOTA BANCHINA [m s.l.m.]	160,80	PRES. SOGLIA-ALTEZZA [m]	No -
NOTE	FLUSSO CANALIZZATO		

DATI RELATIVI ALLE CONDOTTE PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	OR./DEST.	TIPOLOGIA	PROF.[m]	QT SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE	P. %
A	Uscita	552	Mista	2,63	160,57	Circolare	100	0	CLS	0,32
B	Entrata	558	Mista	2,63	160,57	Circolare	100	0	CLS	0,44

DATI RELATIVI AGLI ALLACCIAMENTI PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	TIPOLOGIA	PROF.[m]	QT SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE

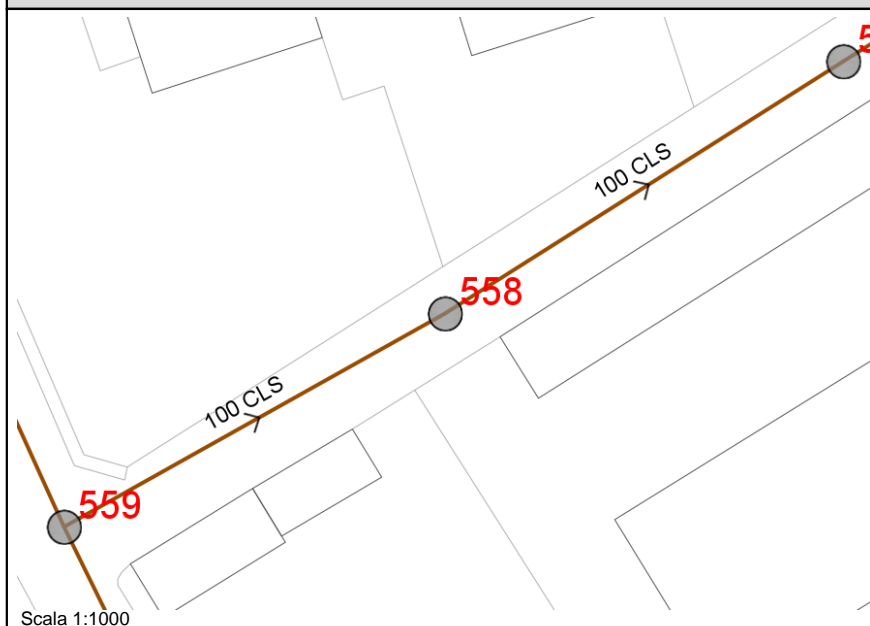
SCHEDA MONOGRAFICA

558

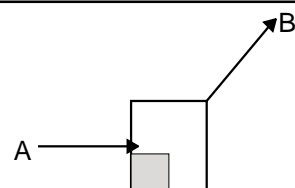
DATI GENERALI

COMUNE	POGLIANO MILANESE	TIPOLOGIA	Pozzetto di ispezione - chiusino
VIA	Via Nazario Sauro	ACCESSIBILITA'	Si
CIVICO	-	RILEVATORE	CAP HOLDING SPA
COORDINATA X	499323,74	POSIZIONE SU STRADA	Carreggiata centrale
COORDINATA Y	5042302,84	SUPERFICIE DI POSA	Asfalto
SISTEMA COORDINATE	UTM32N (WGS84)	DATA RILIEVO	28/08/2012

INQUADRAMENTO TERRITORIALE



SCHEMA GRAFICO



FOTO



DATI RELATIVI AL MANUFATTO RILEVATO

POSIZIONE CHIUSINO	A raso	MATERIALE TORRINO	CLS
QUOTA CHIUSINO [m s.l.m.]	163,38	FORMA TORRINO	Rettangolo
PROFONDITA' [m]	-	DIMENSIONI TORRINO [cm]	45 X 65
QUOTA FONDO [m s.l.m.]	-	ALTEZZA TORRINO [cm]	76,00
MATERIALE CHIUSINO	GH	MATERIALE POZZETTO	CLS
FORMA CHIUSINO	rettangolo	FORMA POZZETTO	Rettangolo
DIMENSIONI CHIUSINO [cm]	50 X 70	DIMENSIONI POZZETTO [cm]	100 X 120
PRESENZA BANCHINA	Si	RISTAGNO [cm]	0
PROFONDITA' BANCHINA [m]	2,38	APPOGGIO DI ACCESSO	No
QUOTA BANCHINA [m s.l.m.]	161,00	PRES. SOGLIA-ALTEZZA [m]	No -
NOTE	FLUSSO CANALIZZATO		

DATI RELATIVI ALLE CONDOTTE PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	OR./DEST.	TIPOLOGIA	PROF.[m]	QT SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE	P. %
A	Entrata	559	Mista	2,62	160,76	Circolare	100	0	CLS	0,00
B	Uscita	557	Mista	2,62	160,76	Circolare	100	0	CLS	0,44

DATI RELATIVI AGLI ALLACCIAMENTI PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	TIPOLOGIA	PROF.[m]	QT SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE

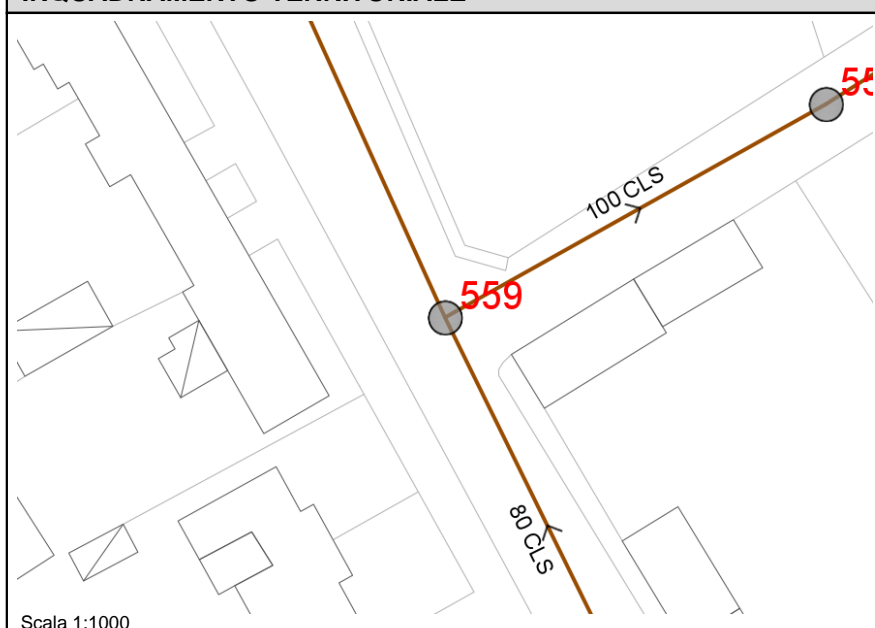
SCHEDA MONOGRAFICA

559

DATI GENERALI

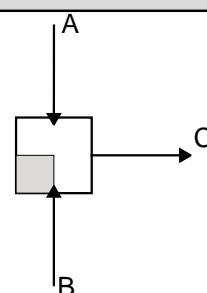
COMUNE	POGLIANO MILANESE	TIPOLOGIA	Pozzetto di ispezione - chiusino
VIA	Via Nazario Sauro	ACCESSIBILITA'	No, asfaltata
CIVICO	-	RILEVATORE	CAP HOLDING SPA
COORDINATA X	499288,69	POSIZIONE SU STRADA	Carreggiata centrale
COORDINATA Y	5042283,32	SUPERFICIE DI POSA	Asfalto
SISTEMA COORDINATE	UTM32N (WGS84)	DATA RILIEVO	28/08/2012

INQUADRAMENTO TERRITORIALE



Scala 1:1000

SCHEMA GRAFICO



FOTO



DATI RELATIVI AL MANUFATTO RILEVATO

POSIZIONE CHIUSINO		MATERIALE TORRINO	
QUOTA CHIUSINO [m s.l.m.]	163,26	FORMA TORRINO	
PROFONDITA' [m]	-	DIMENSIONI TORRINO [cm]	
QUOTA FONDO [m s.l.m.]	-	ALTEZZA TORRINO [cm]	-
MATERIALE CHIUSINO		MATERIALE POZZETTO	
FORMA CHIUSINO		FORMA POZZETTO	
DIMENSIONI CHIUSINO [cm]	0	DIMENSIONI POZZETTO [cm]	0
PRESENZA BANCHINA	No	RISTAGNO [cm]	0
PROFONDITA' BANCHINA [m]	-	APPOGGIO DI ACCESSO	No
QUOTA BANCHINA [m s.l.m.]	-	PRES. SOGLIA-ALTEZZA [m]	No -
NOTE			

DATI RELATIVI ALLE CONDOTTE PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	OR./DEST.	TIPOLOGIA	PROF.[m]	QT SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE	P.%
A	Entrata	602	Mista			Circolare	100	0	CLS	0,00
B	Entrata	560	Mista			Circolare	80	0	CLS	0,00
C	Uscita	558	Mista			Circolare	100	0	CLS	0,00

DATI RELATIVI AGLI ALLACCIAMENTI PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	TIPOLOGIA	PROF.[m]	QT SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE

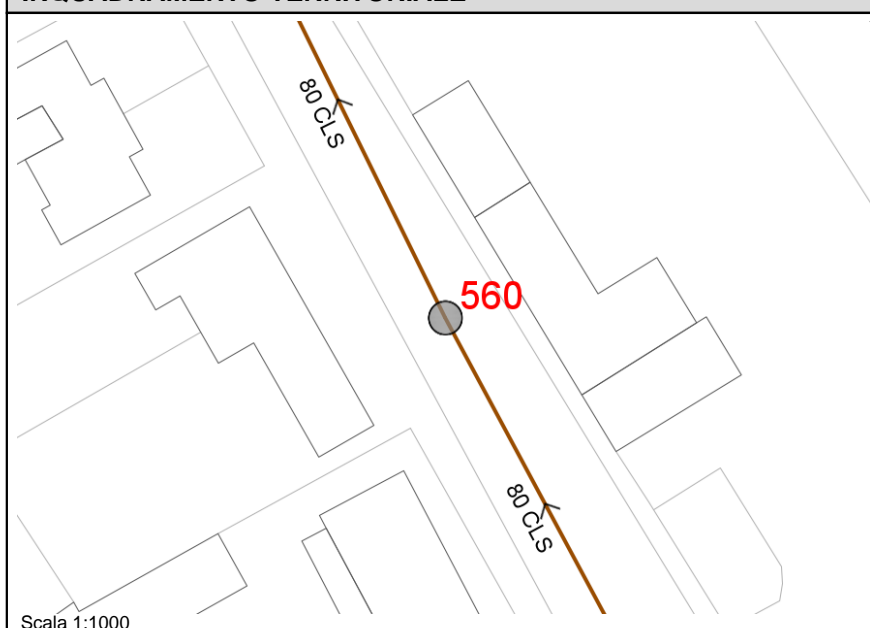
SCHEDA MONOGRAFICA

560

DATI GENERALI

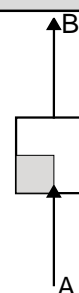
COMUNE	POGLIANO MILANESE	TIPOLOGIA	Pozzetto di ispezione - chiusino
VIA	Via Garibaldi	ACCESSIBILITA'	No, asfaltata
CIVICO	-	RILEVATORE	CAP HOLDING SPA
COORDINATA X	499307,97	POSIZIONE SU STRADA	Carreggiata centrale
COORDINATA Y	5042244,34	SUPERFICIE DI POSA	Asfalto
SISTEMA COORDINATE	UTM32N (WGS84)	DATA RILIEVO	28/08/2012

INQUADRAMENTO TERRITORIALE



Scala 1:1000

SCHEMA GRAFICO



FOTO



DATI RELATIVI AL MANUFATTO RILEVATO

POSIZIONE CHIUSINO		MATERIALE TORRINO	
QUOTA CHIUSINO [m s.l.m.]	163,21	FORMA TORRINO	
PROFONDITA' [m]	-	DIMENSIONI TORRINO [cm]	
QUOTA FONDO [m s.l.m.]	-	ALTEZZA TORRINO [cm]	-
MATERIALE CHIUSINO		MATERIALE POZZETTO	
FORMA CHIUSINO		FORMA POZZETTO	
DIMENSIONI CHIUSINO [cm]	0	DIMENSIONI POZZETTO [cm]	0
PRESENZA BANCHINA	No	RISTAGNO [cm]	0
PROFONDITA' BANCHINA [m]	-	APPOGGIO DI ACCESSO	No
QUOTA BANCHINA [m s.l.m.]	-	PRES. SOGLIA-ALTEZZA [m]	No -
NOTE			

DATI RELATIVI ALLE CONDOTTE PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	OR./DEST.	TIPOLOGIA	PROF.[m]	QT SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE	P.%
A	Entrata	561	Mista			Circolare	80	0	CLS	0,00
B	Uscita	559	Mista			Circolare	80	0	CLS	0,00

DATI RELATIVI AGLI ALLACCIAMENTI PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	TIPOLOGIA	PROF.[m]	QT SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE