



Città
metropolitana
di Milano

Westfield

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

ACCORDO DI PROGRAMMA
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)
PRIMO ATTO INTEGRATIVO
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103
"ANTICA DI CASSANO"
1° LOTTO - 2° STRALCIO
TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO elaborato : STUDI E INDAGINI Idrologia e idraulica Relazione idrologica e idraulica				Cod. Elaborato: B.02.01
CODICE WM : WM-ERR-TB-00-RP-C-52001				Scala: -
	Redatto IDEA	Controllato VISCHIONI	Approvato RINALDI	Data: Maggio 2015

Revisioni	Redatto	Controllato	Approvato	DATA:
A	IDEA	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - SETT. 2015
B	IDEA	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - APR. 2016
C	IDEA	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - DIC. 2016
D	CAPRANI	VISCHIONI	RINALDI	GEN. 2019

Progettazione :



Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI

Visto

Visto

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

.....

.....

INDICE

1	Premessa	3
2	Riferimenti Normativi	4
3	Sistema di captazione e smaltimento acque di piattaforma	5
3.1	Metodologia di calcolo	6
3.2	Verifica Elementi marginali	9
3.2.1	Verifica collettori	9
3.2.2	Verifica embrici	9
3.2.3	Verifica canalette	10
3.2.4	Verifica cunette alla francese	13
3.2.5	Verifica caditoie	14
3.3	Drenaggio della pista ciclabile	17
3.4	Scarichi degli impalcati	17
3.5	Verifica dei fossi di guardia	18
4	VERIFICA STATICA TUBAZIONI	20
4.1	Determinazioni dei carichi agenti sulle tubazioni flessibili	20
4.1.1	Calcolo del carico dovuto al rinterro	20
4.1.2	Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili	20
4.1.3	Calcolo del carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo	23
4.2	Verifica statica di tubazioni flessibili	23
4.2.1	Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale	23
4.2.2	Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione	26
4.2.3	Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (buckling)	27
4.3	Risultati del dimensionamento di tubazioni e scatolari	34
4.3.1	Scatolari	34
4.3.2	Tubazioni	38
5	Vasche volano e impianti di sollevamento	43
5.1	Vasche volano	43
5.2	Impianti sollevamento	43
5.3	Descrizione bacini	45
6	Sistema di trattamento acque di prima pioggia	50
7	Interferenze con il reticolo idrico superficiale	51
7.1	Elementi del reticolo idrico superficiale	51

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

7.1.1	Cavo Nirona (Fontanile Nirona).....	53
7.1.2	Canale Adduttore A	54
7.1.3	Roggia Gabbadera (Fontanile Gabbadera).....	55
7.1.4	Cavo Spagnolo	55
7.1.5	Fontanile Simonetta.....	56
7.1.6	Fontanile Borromeo	57
7.1.7	Roggia Calchera	57
7.1.8	Fontanile Marcellina.....	58
7.1.9	Roggia Renata.....	58
7.1.10	Roggia Volpina.....	59
7.1.11	Roggia Arzona	59
7.2	Verifica attraversamenti.....	59
8	Relazione Idrologica.....	63

1 PREMESSA

La presente relazione definisce la progettazione delle opere di drenaggio e smaltimento delle acque meteoriche relative al potenziamento della S.P. n° 103 "Antica di Cassano" I° Lotto - 2° Stralcio.

Il nuovo intervento interessa gli ambiti comunali di Segrate e Pioltello in provincia di Milano.

Il tracciato principale è caratterizzato da un primo tratto, che attraversa il tessuto urbano di Segrate, posto interamente in trincea profonda con due gallerie artificiali, la prima a servizio dello svincolo Intermodale Est e la seconda in corrispondenza delle vie Cellini e Morandi a salvaguardare le zone più urbanizzate.

Successivamente piegando a nord il tracciato, alternando tratti in Comune di Pioltello e Segrate, si porta in semi-trincea attraversando zone prevalentemente agricole ed insediamenti industriali per poi collegarsi alla SP 103 esistente in località Cascina Gabbadera.

L'intervento termina in prossimità del tessuto urbano di Pioltello con il tratto di raccordo plano-altimetrico alla SP 103 attuale.

Per consentire il collegamento tra la nuova infrastruttura e la viabilità locale esistente, lungo l'itinerario gli svincoli presenti sono in totale 3 e così denominati negli elaborati progettuali:

- Svincolo Intermodale Est (comune di Segrate), prog. Km 0+474.00
- Svincolo Milano Oltre (Comune di Pioltello), prog. Km 1+950.00
- Svincolo Cascina Gabbadera (Comune di Pioltello), prog. Km 2+850.00

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione del sistema di drenaggio è stata sviluppata sulla base dei seguenti riferimenti normativi:

- T.U. sulle acque D.Lgs. n. 152/2006.
- Legge Regionale della Lombardia n.26 del 12/12/2003.
- Regolamento regionale 24 marzo 2006, n° 3 e 4.

3 SISTEMA DI CAPTAZIONE E SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA

La viabilità oggetto della presente progettazione esecutiva è riconducibile alle seguenti tipologie:

- Viabilità in rilevato;
- Viabilità in trincea con scarpata;
- Viabilità in galleria;
- Viabilità in cavalcavia;

alle quali corrispondono altrettanti schemi principali di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di dilavamento.

Per quanto riguarda i tratti in rilevato le acque defluenti dalla sede stradale verranno raccolte ai margini della piattaforma stradale sulla banchina a ridosso del ciglio erboso che a determinati intervalli sarà interrotto e tramite l'utilizzo di embrici in cls le acque saranno convogliate all'interno dei fossi di guardia che si trovano ai piedi del rilevato. Tali fossi di guardia saranno in terra delle dimensioni minime in sommità di 1,50 m, le sponde avranno una pendenza di 1 su 1 e la larghezza del fondo sarà di 0,50 m.

Per quanto riguarda i tratti in trincea le acque defluenti dalla sede stradale verranno raccolte ai margini della piattaforma stradale tramite l'utilizzo di una cunetta alla francese posata ai margini della banchina.

A determinati intervalli la cunetta sarà interrotta da caditoie che hanno la funzione di captare le acque e convogliarle negli scatolari prefabbricati in calcestruzzo armato, di dimensioni variabili, o nelle tubazioni in PEAD anch'esse di dimensioni variabili a seconda delle esigenze. Le caditoie saranno dotate di una griglia in ghisa carrabile di classe UNI EN 124 D400.

I collettori saranno ispezionati tramite l'utilizzo di pozzetti con chiusino in ghisa di classe UNI EN 124 D400.

In galleria il drenaggio delle acque di piattaforma avviene per mezzo di canaletta grigliata continua che recapita nel collettore principale, la canaletta grigliata verrà utilizzata anche per la raccolta delle acque in corrispondenza dello spartitraffico centrale.

In cavalcavia le acque meteoriche saranno captate dai appositi bocchettoni dotati di griglia in ghisa carrabile di classe UNI EN 124 D400 che scaricherà direttamente nelle tubazioni sottostanti, poste sul ciglio interno od esterno, rispettivamente in curva o in rettilineo, con interasse di 15 m. Le tubazioni correnti in PVC verranno appese alla struttura dell'impalcato.

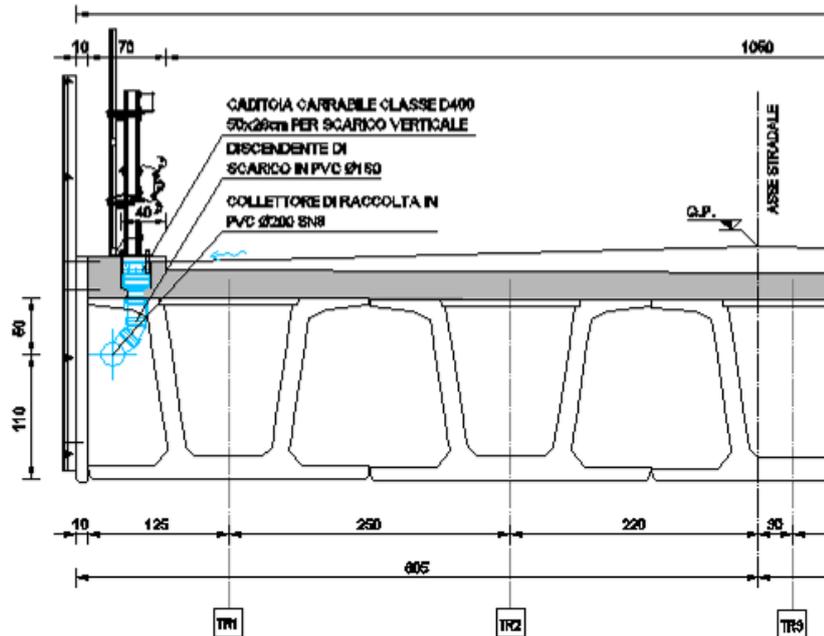


Figura 3-1 – Tipologica per la raccolta delle acque in cavalcavia.

Poiché le condotte sono esposte agli sbalzi termici, il loro montaggio deve essere fatto tenendo conto delle dilatazioni proprie e di quelle della struttura alla quale sono ancorati. Si dovranno perciò prevedere opportuni manicotti che consentono la libera dilatazione della condotta.

Tutte le acque raccolte dai collettori sono avviate a vasche di laminazione e quindi avviate a portata costante ad un impianto di sedimentazione e disoleazione con filtri a coalescenza prima del recapito in corsi d'acqua superficiali.

3.1 Metodologia di calcolo

La fase preliminare per la determinazione della precipitazione di progetto consiste nella ricostruzione di un ietogramma sintetico derivante dall'elaborazione delle piogge intense registrate all'interno del bacino che si intende analizzare ed alla successiva determinazione delle curve di possibilità pluviometrica, da associare all'area in studio, che legano, per un assegnato tempo di ritorno T , le altezze di precipitazione h alla loro durata t .

Il legame tra altezza di pioggia $h(t)$ e durata t viene di solito espresso da una relazione monomia del tipo:

$$h(t) = at^n$$

dove a ed n sono i parametri caratteristici della stazione e rappresentano rispettivamente l'altezza di precipitazione relativa alla durata di un'ora e n la pendenza della retta che rappresenta la 4-1 in un cartogramma probabilistico:

$$\log(h) = \log(a) + n \log(t) \quad 3-2$$

Ai fini delle verifiche della rete di drenaggio si è utilizzata una curva di possibilità pluviometrica determinata nell'ambito della progettazione della Pedemontana e valida per la zona di interesse (Elaborato di riferimento B_ID_V1A00_GE00_000_RT_001_A).

Per la stima degli afflussi sono stati quindi utilizzati i seguenti parametri della curva $h=at^n$ validi per un tempo di ritorno pari a 25 anni.

$$a = 62$$

$$n' = 0,51 \quad (t < 1h)$$

$$n = 0,28 \quad (t > 1h)$$

Per il calcolo della portata al colmo si utilizza il metodo cinematico.

La formula, nell'ipotesi che la durata della pioggia critica è pari al tempo di corrivazione t_c è la seguente:

$$Q = \frac{\varphi \cdot i \cdot A}{3600} \quad 3-3$$

dove:

Q è la portata massima espressa in l/s;

A è la superficie del bacino in mq;

φ è il coefficiente di deflusso;

i è l'altezza di precipitazione (mm/h) corrispondente ad una durata della precipitazione pari al tempo di corrivazione t_c e dipendente dal tempo di ritorno Tr .

La formula razionale è rigorosa sotto le seguenti ipotesi:

- intensità di precipitazione uniforme nello spazio e costante nel tempo;
- coefficiente di deflusso costante durante l'evento ed indipendente dall'intensità di precipitazione;
- modello lineare stazionario di trasformazione afflussi-deflussi;
- portata nulla all'istante iniziale.

Il coefficiente ϕ è un parametro minore o uguale all'unità tramite il quale si tiene globalmente conto del complesso delle perdite del bacino, (ritenzione nelle depressioni superficiali), a causa delle quali la portata al colmo è minore della portata di pioggia.

Per l'opera in progetto trattandosi di aree completamente impermeabilizzate ϕ è stato fissato pari a 1.

Il tempo di corrivazione in secondi di ciascun bacino relativo a ciascuna sezione di calcolo è stato stimato mediante la seguente formulazione.

$$t_c = t_a + \frac{L}{V} \quad 3-4$$

dove L rappresenta la lunghezza dell'asta in m, V la velocità di deflusso in m/s e t_a rappresenta il massimo tempo che impiegano le particelle di pioggia a raggiungere il condotto partendo dal punto di caduta.

Il calcolo dei tempi di entrata alla rete di drenaggio, per quanto riguarda una superficie pavimentata, si ottiene mediante la formula seguente:

$$T_a = 3.26(1.1 - C) \frac{L_{eff}^{0.5}}{i^{1/3}} \quad 3-5$$

dove:

i = pendenza della strada lungo la linea di corrente ricavata come risultante della pendenza trasversale e longitudinale i_t e i_l ;

L_{eff} = lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata;

Il tempo di traslazione T_r alla generica sezione può essere valutato con la seguente relazione:

$$T_r = \sum_{i=1}^N \frac{l_i}{v_i} \quad 3-6$$

dove:

- N = numero dei tronchi della rete a monte della generica sezione, facenti parte dell'asta principale;
- l_i = lunghezza del tronco i-esimo;
- v_i = velocità del tronco i-esimo.

Alla portata idrologica determinata come definito sopra si è aggiunta in testa ad ogni collettore una portata pari a 45 l/s che tiene conto del contributo di un possibile sversamento accidentale. Per determinare questo contributo si è ipotizzato che in caso di rottura di una cisterna il tempo per il deflusso del liquido contenuto al suo interno in rete sia di 15 min.

3.2 Verifica Elementi marginali

3.2.1 Verifica collettori

Il moto all'interno della rete si descrive adottando uno schema di moto uniforme, come è usuale. Si utilizza la formula di Chézy per ricavare le scale di deflusso delle canalizzazioni adottate:

$$Q = kAR^{2/3}i^{1/2} \quad 3-7$$

dove:

Q è la portata di dimensionamento della canalizzazione (m³/s);

k è il coefficiente di scabrezza di Strickler (m^{1/3}/s);

A è l'area bagnata del condotto (m²);

R è il raggio idraulico (m);

i è la pendenza media del condotto.

Impiegando la relazione $Q = Av$ e sostituendo nella relazione sopra riportata si ottiene:

$$v = kR^{2/3}i^{1/2} \quad 3-8$$

dove v è la velocità media della corrente all'interno della canalizzazione in esame (m/s).

La verifica è stata condotta adottando un coefficiente di scabrezza pari a k=70 per i collettori/scatolari in calcestruzzo e con k=95 per i collettori in materiale plastico.

3.2.2 Verifica embrici

Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una soglia sfiorante. In questo caso la portata di sfioro è data da:

$$Q_e = C_q hL\sqrt{2gh} \quad 3-9$$

con "C_q" coefficiente di portata pari a 0.35, "L" larghezza dell'embrice ed "h" altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice. Si assume una porzione di carreggiata interessabile dal deflusso dell'acqua pari a 1,5 m. L'acqua risulta quindi defluire marginalmente lungo una sezione triangolare delimitata dal cordolo laterale. Alla larghezza di 1,5 m corrisponde, con una pendenza trasversale di 2.5%, un'altezza di 3,75 cm. Assumendo tale valore come altezza "h"

del velo liquido all'imbocco, e per una larghezza dell'embrice "L" di 120 cm si ottiene una portata sfiorata $Q_e=13.73$ l/s

L'interasse massimo di scarico si determina dividendo la portata sfiorata per la portata meteorica specifica q_0 . Quest'ultima viene calcolata con la formula:

$$q_0 = \phi j b \quad 3-10$$

Dove:

- Φ è il coefficiente di deflusso che si è considerato pari ad 1
- j risulta pari a 269 mm/h e rappresenta l'intensità di precipitazione calcolata con:

$$j = a t^{n-1} \text{ essendo } \begin{cases} a = 62 \\ n = 0,51 \\ t = 180 \text{ sec} \end{cases}$$

- b , che rappresenta la larghezza che contribuisce a tale portata, si considera pari a 11,0 m che corrisponde alla larghezza massima della strada in presenza di embrici.

Si ottiene quindi una portata specifica pari a $q_0=0,822$ l/s/m.

Di seguito si calcola l'interasse massimo tra gli embrici:

$$i_{\max} = \frac{Q_e}{q_0} = \frac{13.73}{0.822} = 16,74 \text{ m}$$

Si adotta quindi un **interasse di scarico I_s di 15 m.**

3.2.2.1 Verifica pista ciclabile su collegamento svincolo Milano Oltre – via Rugacesco

La larghezza della lama d'acqua che si considera è di 1,0 m, con una pendenza trasversale di 2.5%, un'altezza di 2,50 cm. Assumendo tale valore come altezza "h" del velo liquido all'imbocco, e per una larghezza dell'embrice "L" di 120 cm si ottiene una portata sfiorata $Q_e=8.00$ l/s

La larghezza "b" che contribuisce alla portata, si considera pari a 2,5 m che corrisponde alla larghezza massima della pista ciclabile. Si ottiene quindi una portata specifica pari a $q_0=0,187$ l/s/m.

Di seguito si calcola l'interasse massimo tra gli embrici:

$$i_{\max} = \frac{Q_e}{q_0} = \frac{8.00}{0.187} = 42,78 \text{ m}$$

Si adotta quindi un **interasse di scarico I_s di 20 m.**

3.2.3 **Verifica canalette**

La sezione della canaletta in polipropilene è quadrata di lato 20 cm.

L'interasse massimo di scarico si determina dividendo la portata transitante nella canaletta (variabile in funzione della pendenza) per la portata meteorica specifica q_0 , che in questo caso viene calcolata per una larghezza stradale di 25 m, e si ottiene pari a 1,87 l/s/m.

Si utilizza la formula di Chezy del moto uniforme ed i seguenti dati idraulici:

- altezza battente idrico $h = 0,2$ m
- area bagnata $A = 0,04$ m²
- contorno bagnato $P = 0,6$ m
- scabrezza valutata secondo Strickler $K_s 90$ m/s^{1/3}

Si ottiene quindi la capacità idraulica al variare della pendenza di posa e il conseguente interasse massimo di scarico calcolato con il rapporto Q/q_0 :

i pendenza longitudinale	Int = Q/q_0 (m)
0,1%	18,7
0,3%	32,4
0,5%	41,9
0,7%	49,5
0,9%	56,2
1,0%	59,2

Ipotizzando invece una livelletta autostradale nulla o comunque molto bassa (si è assunto come limite superiore il valore di 0.20%) è necessario determinare il massimo interasse tra gli scarichi che consenta di contenere il livello idraulico nella canaletta con un certo grado di sicurezza.

In tale situazione la canaletta si comporta infatti, da un punto di vista idraulico, come un canale collettore di portate distribuite lungo il suo percorso con portata entrante costante per unità di lunghezza; poiché l'immissione è normale alla direzione del moto (quindi l'energia posseduta è di fatto dissipata all'atto della consegna alla canaletta), l'energia necessaria al moto deve essere acquistata con un sovrizzo del pelo libero a monte.

La soluzione del problema si ottiene con l'applicazione del teorema della quantità di moto in forma globale alla massa compresa tra la sezione di monte (m) e quella di valle (v) distanti L; è possibile in questo modo ottenere l'altezza di monte y_m quando sia nota l'altezza di valle y_v .

Tale relazione si semplifica notevolmente nel caso della canaletta in oggetto in quanto nella sezione di valle la corrente defluisce con altezza critica y_c verso lo scarico; si ha quindi, indicando con b la larghezza del canale rettangolare:

$$y_v = y_c = \left[\frac{1}{g} \left(\frac{q_0 L}{b} \right)^2 \right]^{1/3}$$

3-11

L'altezza di monte, con l'ipotesi, a favore di sicurezza, di pendenza longitudinale nulla $i = 0$, risulta semplicemente pari a:

$$y_m = \sqrt{3}y_c \quad 3-12$$

Volendo tenere in considerazione anche le perdite continue J lungo il tratto di lunghezza L si ha, utilizzando la formula di Gauckler-Strickler , con $K_s = 90 \text{ m/s}^{1/3}$:

$$J_{meio} = 0,85 \frac{g}{K_s^2 y_c^{1/3}} \quad 3-13$$

Da cui le perdite di carico Δh sullo sviluppo totale L risultano:

$$\Delta h = L \cdot J_{medio} \quad 3-14$$

Tutte le considerazioni precedenti sono valide per uno schema della canaletta con un solo scarico all'estremità, come sinteticamente illustrato nello schema seguente:

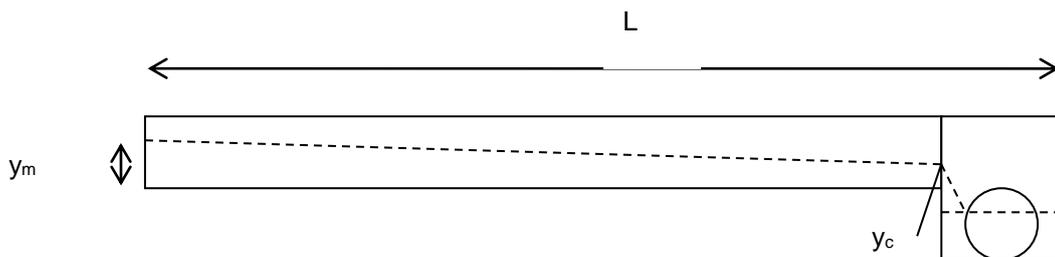


Figura 3-2 – Canaletta con un solo scarico all'estremità.

larghezza stradale di 14,5 m), la larghezza della canaletta b , e imponendo una altezza massima del tirante idrico y_m pari al 0,2 m, si ottiene l'interasse L per lo scarico delle camerette che risulta pari a:

$L = 17,00 \text{ m}$ nel caso di scarico da una singola estremità.

In realtà la canaletta ha due scarichi alle estremità con interasse pari a L , come di seguito indicato:

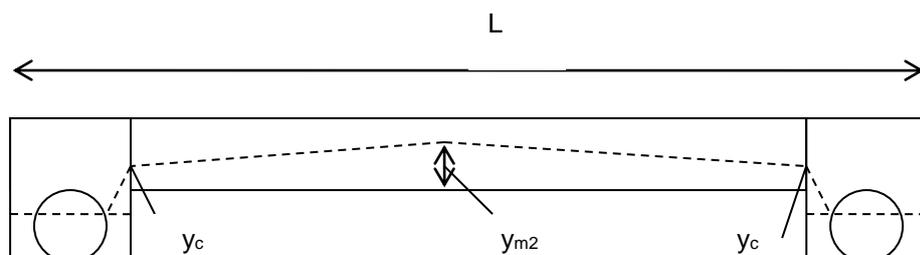


Figura 3-3 – Canaletta con due scarichi alle estremità.

In questo caso, si può dimostrare che $y_{m2} = 0,63 y_m$.

Nota quindi la portata specifica $q_0 = 1,08$ l/s/m (dato che le pendenze minori si realizzando in tratti con larghezza stradale di 14,5 m), la larghezza della canaletta b , e imponendo una altezza massima del tirante idrico y_{m2} pari al 0,2 m, si ottiene l'interasse L per lo scarico delle camerette che risulta pari a:

$L = 22,75$ m nel caso di scarico a due estremità.

In via cautelativa si valuta il minore tra i valori riportati, corrispondente alla verifica in moto uniforme con pendenza 0.2% e si adotta pertanto un interasse massimo di scarico l_s di 15 m.

Bisogna infine verificare che lo scarico, costituito da una tubazione in PEAD DN 160, sia in grado di trasferire la portata in arrivo alla tubazione sottostante; il moto dell'acqua avviene, nelle peggiori condizioni, con caduta libera e può essere correttamente assimilato al moto in un pluviale.

La verifica dello scarico può farsi trattandolo, a seconda del carico, come soglia sfiorante a pianta circolare di diametro D o come luce sotto battente; detto h il carico sulla soglia all'imbocco, la portata Q è:

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad 3-15$$

con $C_q=0,35$

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad 3-16$$

con $C_q=0,60$

Considerando che, in condizioni di massimo riempimento si ha un funzionamento a battente con carico h pari a 16 cm, si ha che la capacità di smaltimento Q della tubazione di scarico, nelle condizioni peggiori di funzionamento, risulta pari a:

$Q = 18,5$ l/s

superiore alla massima portata da smaltire $Q = q_0 l_s = 16,2$ l/s.

Lo scarico risulta quindi verificato.

3.2.4 Verifica cunette alla francese

Le dimensioni della cunetta sono:

- $h = 0,03$ m
- $b = 0,70$ m
- $i = 5\%$

La portata specifica massima da smaltire nel caso di presenza di cunette alla francese è pari a $q_0=0,3$ l/s/m. Ipotizzando un interasse di scarico per le cunette pari a 15 m, la portata è pari a $Q=4,51$ l/s.

Nell'ipotesi che si realizzi un livello d'acqua in cunetta pari a 3 cm, si calcola la massima portata scaricabile tramite la formula

$$Q = K_s AR_H^{2/3} \sqrt{i} \quad 3-17$$

dove K_s è pari a $75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

$$Q_{\text{scaricabile}} = 5,10 \text{ l/s}.$$

Essendo la portata scaricabile maggiore della portata massima che si può realizzare la cunetta risulta verificata con l'interasse prescelto.

Si adotta quindi un **interasse di scarico I_s di 15 m**.

3.2.5 Verifica caditoie

Il dimensionamento della caditoia riguarda la determinazione delle dimensioni di ingombro da assegnare alla griglia, e la determinazione delle relative aperture. Il calcolo viene eseguito per il caso più sfavorevole, che è quello di una caditoia sola nella sezione, come avviene per le sezioni in curva.

3.2.5.1 Criteri di dimensionamento

Il problema relativo al calcolo della lunghezza "L" da assegnare alla caditoia per poter assicurare il drenaggio della portata "Q" è stato affrontato nell'ipotesi di moto gradualmente vario con portata decrescente e con energia specifica costante lungo il percorso sulla grata, ipotizzando inoltre che la stessa sia posata con aperture ortogonali al senso del moto nella cunetta stradale. In tali ipotesi, assumendo una grata piana di larghezza "l" con un carico "y", l'equazione del moto può scriversi nella forma:

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g \times l^2 \times y^2} = \text{cost.} \quad 3-18$$

dalla quale, posto $q = Q / l$ e sapendo che:

$$q = y \times \sqrt{2g \times (H - y)} \quad 3-19$$

si deduce l'espressione che consente di determinare, per $y = 0$, la lunghezza "L" da assegnare alla grata:

$$\frac{L}{H} = \frac{1}{2 \times C \times p} \times \left[\sin^{-1} \sqrt{\frac{y_0}{H} + 3} \times \sqrt{\frac{y_0}{H} \times \left(1 - \frac{y_0}{H}\right)} \right] \quad 3-20$$

in cui:

- H energia specifica sulla grata;
- y_0 battente idrico nella sezione iniziale di ingresso alla grata;
- C coeff. di contrazione (assunto pari a 0,50);
- p frazione efficace dell'area della griglia, rapporto tra la superficie totale delle fessure e la superficie complessiva della grata.

3.2.5.2 Calcolo delle dimensioni della caditoia

La lunghezza da assegnare alla caditoia, o più precisamente alla grata della caditoia, è stata calcolata e assunta pari a:

$l = 0.40$ m (larghezza della caditoia)

$y_0 = 0.10$ m (carico sulla caditoia)

si ottiene $H = 0.12$ m. Con $p = 0.50$, arrotondando per eccesso si ottiene:

$L = 0.40$ m

E' possibile calcolare anche "l'efficienza frontale" della caditoia come rapporto tra la portata intercettata frontalmente Q_1 e quella totale Q proveniente da monte, attraverso la formula:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{\frac{8}{3}} \quad 3-21$$

Dove b è la larghezza della cunetta.

Nel caso in esame, con $b = 0.40$ m, si ottiene:

$E_0 = 1$, e $Q_1 = 23.18$ l/s

L'efficienza frontale misura la capacità della caditoia di captare il deflusso frontalmente, nel caso in cui la portata Q_1 venga captata integralmente. Perché questo avvenga è però necessario che sia soddisfatta la condizione:

$$v_0 = 2.54L^{0.51} > v \quad 3-22$$

dove v è la velocità di deflusso nella carreggiata, calcolata come precedentemente con la formula di Gauckler-Strickler, assumendo un deflusso triangolare di base 0.40 m ed altezza 0.10.

Nel caso in esame risulta, con $L=0.40\text{m}$

$$v_0 = 1.9 \text{ m/s} > 1.0 \text{ m/s}$$

Il rendimento della caditoia, pari al rapporto tra la portata frontale effettivamente captata e quella in arrivo è pertanto massimo e pari ad 1.

All'efficienza frontale, va sommata "l'efficienza laterale", che rappresenta la capacità della caditoia di captare il deflusso lateralmente, la quale si può calcolare come:

$$E_1 = Q_2/Q = 1 - E_0 = 1$$

Essendo Q_2 la portata che "passa" lateralmente, pari a $Q - Q_1 = 1 \text{ l/s}$.

Anche in questo caso è possibile calcolare il "rendimento laterale" della caditoia, con la seguente relazione empirica:

$$R_2 = 1 + \frac{0.083v^{1.3}}{jL^{2.3}}$$

3-23

Dove: J è la pendenza trasversale della carreggiata, che si assume pari al 2.5 %.

Si ottiene allora $R_2 = 0.4$; cioè il 40% della portata che passa lateralmente (0 l/s) viene captato dalla caditoia.

La portata totale captata dalla caditoia è allora pari a 23.18 l/s, di cui 23.18 l/s captati frontalmente e circa 0 l/s captati lateralmente.

Avendo assunto $p=0.50$ (frazione efficace ai fini del deflusso della grata), ed essendo " $p = n \times a$ / l", con "a" ed "n" rispettivamente apertura e numero delle fessure, si può disporre $a=0.02 \text{ m}$ ed $n=8-10$, ottenendo una larghezza efficace di 0.20 m, compatibile con la larghezza totale della grata pari a 0.40 m. L'area efficace è allora $0.20 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} = 0.08 \text{ m}^2$.

In definitiva le caratteristiche geometriche delle caditoie sono le seguenti:

Caditoia a grata con luci parallele all'asse stradale

Larghezza caditoia = 0.40 m

Lunghezza caditoia = 0.40 m

Larghezza minima fessure = 0.02 m

Numero minimo fessure = 10

Imponendo una portata massima di deflusso per la caditoia pari a 20 l/s, si ottiene un interasse di scarico pari a 25,6 m (portata specifica per metro 0,78 l/s, calcolata per una larghezza stradale di 10,5 m).

A favore di sicurezza si adotta quindi un **interasse massimo di scarico I_s di 15 m.**

3.3 Drenaggio della pista ciclabile

Lungo la pista ciclabile le acque vengono smaltite per mezzo di embrici e di caditoie collegate ad embrici, vista l'esigua dimensione del manufatto (largo 2,5 m) si è scelto un **interasse di scarico I_s di 20 m.**

3.4 Scarichi degli impalcati

Si ipotizza di utilizzare dei pluviali di diametro $D=150$ mm posizionati a passo costante pari a 9 m l'uno dall'altro. Si deve ora verificare che siano in grado di trasferire la portata in arrivo alla tubazione sottostante; il moto dell'acqua dopo l'uscita dalla sede stradale avviene, nelle peggiori condizioni, con caduta libera.

La verifica dello scarico può farsi trattandolo, a seconda del carico, come soglia sfiorante a pianta circolare di diametro D o come luce sotto battente; detto h il carico sulla soglia all'imbocco, la portata Q è:

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad 3-24$$

con $C_q=0,35$

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad 3-25$$

con $C_q=0,60$

Considerando che, in condizioni di massimo riempimento si ha un funzionamento a battente con carico h pari a circa 4 cm, si ha che la capacità di smaltimento Q della tubazione di scarico, nelle condizioni peggiori di funzionamento, risulta pari a:

$$Q = 9,40 \text{ l/s}$$

superiore alla massima portata idrologica da smaltire che è pari a $Q = 7.06$ l/s, calcolata considerando la viabilità in curva, dove quindi tutta la piattaforma scarica verso il bocchettone.

Lo scarico risulta quindi verificato.

Mentre le tubazioni agli impalcati sono dimensionate con i metodi riportati nel paragrafo che illustra le verifiche sui collettori.

3.5 Verifica dei fossi di guardia

Lo scarico delle acque insistenti sulle piattaforme stradali degli assi secondari e delle piste di svincolo prevede il loro convogliamento, ove ciò è possibile, verso fossi di guardia posizionati ai lati della carreggiata, a ridosso dell'unghia del rilevato o della trincea. I fossi di guardia devono avere una capacità tale da contenere la totalità delle acque che vengono raccolte dalla superficie stradale.

Il fosso di guardia ha sezione trapezia, con base minore di 0,50 m, altezza 0,50 m, scarpa 1/1 (larghezza complessiva 1,50 m).

Per verificare che tale fosso risulti sufficiente a disperdere nel terreno le acque meteoriche, viene valutata la sua capacità disperdente per metro lineare di lunghezza.

Viene quindi verificato che il volume minimo di invaso per metro lineare necessario per l'accumulo delle acque meteoriche, prima che queste siano infiltrate nel fosso, sia inferiore al volume di invaso che la geometria del fosso rende disponibile per metro lineare.

Si ipotizza che la falda sia a profondità tale da non influenzare le dinamiche del moto filtrante. Lo schema adottato in questo caso è riportato nell'immagine sottostante.

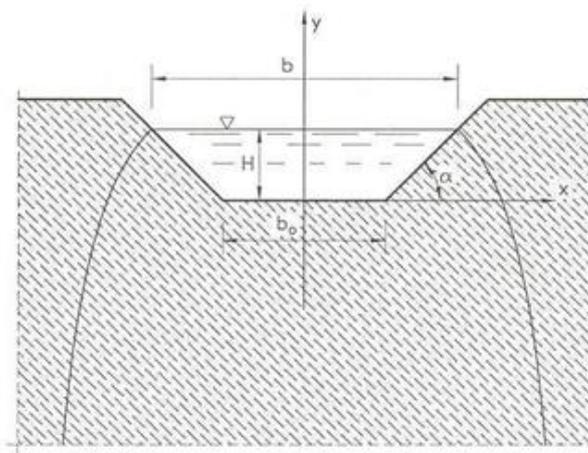


Figura 3-4 – Schema fosso di guardia.

$$q = (b / H + C) \cdot K \cdot H$$

3-26

Dove:

b_0 è la larghezza del fondo

H è l'altezza utile

H_t è il livello idrico massimo che l'acqua può raggiungere all'interno del bacino

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

n è la pendenza delle scarpate

k è il coefficiente di filtrazione preso pari a 10^{-4} m/s

Con riferimento alla metodologia di calcolo sopra riportata si ottiene, per il fosso in oggetto, un portata di infiltrazione pari a 0,129 l/s per metro di sviluppo lineare.

Partendo da tale valore è possibile determinare che il volume minimo di invaso per metro lineare necessario per l'accumulo delle acque meteoriche, considerando la larghezza delle varie careggiate, nelle peggiori condizioni, ed un evento meteorico con tempo di ritorno di 25 anni, è pari a:

- pista di svincolo – larghezza 11 m → 0,247 mc per metro lineare
- viabilità secondaria – larghezza 10,60 m → 0,229 mc per metro lineare

Confrontando questi dati con il volume al metro lineare dei fossi di guardia, pari a 0,50 mc, si ritengono gli stessi verificati. In caso del verificarsi dell'evento critico di progetto questi si riempiono per meno della metà.

4 VERIFICA STATICA TUBAZIONI

4.1 Determinazioni dei carichi agenti sulle tubazioni flessibili

A parità di condizioni di posa in opera e di rinterro, il carico agente su una tubazione flessibile risulta minore di quello agente su una tubazione rigida e più uniformemente distribuito sull'intera circonferenza del tubo e ciò per effetto della deformazione laterale della tubazione e della reazione che ne consegue.

4.1.1 Calcolo del carico dovuto al rinterro

La norma UNI 7517 propone, per le tubazioni flessibili e per il solo caso di trincea stretta, di valutare il carico dovuto al rinterro con l'espressione:

$$P_{ST} = C_t \gamma_t B D \quad 4-1$$

Questa espressione, proposta da Marston, si basa sulla teoria del silo. L'appendice A della norma ANSI-AWWA C950/88 e la normativa francese "Ouvrages d'assainissement - Fascicule n. 70" propongono invece di valutare il carico verticale del suolo sul tubo come peso del prisma di terreno di base D e altezza H:

$$P_{ST} = \gamma_t H D \quad 4-2$$

L'espressione 4-2 è più cautelativa della 4-1 dal momento che il coefficiente di Marston C_t è sempre minore del rapporto H/B.

Per la posa in trincea larga o terrapieno, la norma UNI 7517 valuta il carico dovuto al rinterro con l'espressione:

$$P_{ST} = C_e \gamma_t D^2 \quad 4-3$$

Per rinfianco in materiale arido stabilizzato, praticamente sempre necessario per tubazioni flessibili, risulta $C_e = H/D$ e quindi ci si riconduce all'espressione 4-2.

Si ritiene quindi che, per le tubazioni flessibili, il carico dovuto al rinterro possa essere sempre calcolato con l'espressione 4-2.

4.1.2 Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

La valutazione del carico a livello della generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo circolante a un'altezza H sopra la generatrice superiore del tubo, si effettua in maniera

diversa a seconda che si tratti di un sovraccarico verticale distribuito (ad esempio trattori a cingoli) o di un sovraccarico verticale concentrato (veicoli su ruote).

La normativa UNI 7517 fornisce la seguente espressione di stima dell'effetto di un sovraccarico mobile distribuito:

$$P_{vd} = C_d p_d D \varphi \quad 4-4$$

dove;

P_{vd} è il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo in N/m;

C_d è il coefficiente di sovraccarico mobile, funzione delle dimensioni AL dell'orma e dell'altezza H del rinterro; è ricavabile da grafici forniti dalla normativa;

p_d è il sovraccarico mobile distribuito in N/m² ;

D è il diametro esterno del tubo in N/m;

φ è il fattore dinamico.

L' effetto di un sovraccarico mobile concentrato può essere calcolato, sempre secondo la norma UNI citata, con l'espressione:

$$P_{vc} = p_v D \varphi \quad 4-5$$

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; è ricavabile da grafici forniti dalla normativa;

D è il diametro esterno del tubo, in m;

φ è il fattore dinamico.

Il fattore dinamico φ può essere calcolato, in entrambi i casi, con le seguenti formule:

$$\varphi = 1 + 0.3/H \quad 4-6$$

per strade e autostrade

$$\varphi = 1 + 0.6/H \quad 4-7$$

per ferrovie

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

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

Si forniscono alcune espressioni approssimate di stima dei parametri Q e p_v per le condizioni di carico più in uso, al puro scopo di consentire una più agevole calcolo.

Il carico più oneroso per la circolazione su strada o autostrada, secondo la Legge n. 313 del 5 maggio 1976, è quello connesso con il convoglio HT45 (massa del convoglio 45 t; tre assi; sovraccarico ruota anteriore 7500 kgf ; sovraccarico ruota posteriore 7500 kgf).

Per questo convoglio si può usare la seguente espressione di stima di p_v :

$$p_v = 43100 \cdot H^{-1.206} \quad 4-8$$

Si ritiene opportuno segnalare che l'espressione 4-8 , con il fattore dinamico calcolato con l'espressione 4-6, fornisce valori della pressione verticale a livello della generatrice superiore del tubo minori di quelli desumibili dalla tabella riportata nella normativa francese citata. I valori risultano tanto minori quanto maggiore è l'altezza di rinterro e piccolo il diametro della condotta. Per altezze di rinterro dell'ordine di 3 m la stima è in difetto del 20+30%. Si osserva comunque che per altezze di rinterro elevate il carico dovuto ai mezzi viaggianti rappresenta un'aliquota piccola del carico totale gravante sulla condotta.

Per la circolazione su strade carrarecce, si valutano separatamente i carichi dovuti al transito di un convoglio LT6 (massa 6 t; due assi; sovraccarico ruota anteriore 1000 kgf; sovraccarico ruota posteriore 2000 kgf) e al transito di un mezzo cingolato con $p_d=49050 \text{ N/m}^2$ e orma $0,45 \times 2,15 \text{ m}^2$ e si assume il maggiore dei due.

Per il convoglio LT6 si può usare la seguente espressione di stima di p_v

$$p_v = 10700 \cdot H^{-1.518} \quad 4-9$$

Per il mezzo cingolato, si può usare la seguente espressione di stima di C_d

$$C_d = 0.215 \cdot H^{-1.487} \quad 4-10$$

Si osserva che per quanto concerne i sovraccarichi verticali non vi è differenza tra trincea larga o stretta, infatti questi si diffondono in un terreno elastico, isotropo e omogeneo in funzione esclusivamente della profondità.

4.1.3 Calcolo del carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti, si calcola, in base alla norma UNI 7517, con la formula:

$$P_a = 5788 \cdot d^2$$

4-11

dove:

P_a è il carico in N/m;

d è il diametro interno del tubo in m.

4.2 Verifica statica di tubazioni flessibili

Per la verifica statica delle tubazioni flessibili interrate si può fare riferimento alla norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 (ultima versione) 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 vanno effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali; è noto infatti che i materiali plastici presentano un decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche. Si definiscono requisiti di lungo termine le proprietà valutate dopo 50 anni o 100000 ore di esercizio. Le operazioni da effettuare per la verifica statica delle tubazioni flessibili sono le seguenti:

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

Qualora una di queste tre verifiche non abbia esito positivo si dovrà prendere una delle seguenti misure:

- migliorare i parametri d'installazione;
- migliorare le proprietà meccaniche della parete strutturale del tubo;
- una combinazione delle due precedenti misure.

4.2.1 Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

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

$$\Delta_y = \frac{(D_e W_c + W_L) K_x r^3}{E_t I + 0.061 K_a E_s r^3} + \Delta_a$$

4-12

dove:

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

Δy è l'inflessione verticale del tubo [cm];

D_e è il fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo (Tabella 1) [numero adimensionale];

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 d'inflessione, che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore d'appoggio del tubo (Tabella 2) [numero adimensionale];

r è il raggio medio del tubo, pari a $(D-s)/2$ [cm];

E_{tl} è il fattore di rigidità trasversale della tubazione [Ncm];

E_s è il modulo elastico del terreno [N/cm²];

$K_a\Delta_a$ sono parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (trattile di ordine 0,95 della distribuzione statistica dell'inflessione) (Tabella 3),

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

Tabella 4.1 - Fattore di ritardo d'inflessione D_e .

TIPO D'INSTALLAZIONE	ANGOLO EQUIVAL. 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 rinfianco 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 rinfianco di tipo ghiaioso	60	0,103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato)	0	0,11

Tabella 4.2 - Coefficiente d'inflessione K_x

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

ALTEZZA H DEL RINTERRO [M]	Δ_a	K_a
$H < 4,9\text{m}$	0	0,75
$H > 4,9\text{ m}$ e materiale scaricato alla rinfusa e con leggero grado di costipamento	$0,02 D$	1
$H > 4,9\text{ m}$ e materiale con moderato grado di costipamento	$0,01 D$	1
$H > 4,9\text{ m}$ e materiale con elevato grado di costipamento	$0,005 D$	1

Tabella 4.3 - Valori dei parametri

L'inflessione massima a lungo termine delle tubazioni flessibili interrate (A_y/D) non dovrà superare il valore cui corrisponde la sollecitazione o deformazione ammissibile stabilita dal fabbricante.

L'inflessione dovrà comunque non inficiare la funzionalità dell'opera, compresa la tenuta dei giunti e l'integrità dell'eventuale rivestimento.

Per tubazioni in PRFV, PeAD e PVC, l'inflessione diametrale a lungo termine non deve superare il 5% del diametro iniziale della condotta.

Per tubazioni in acciaio o ghisa, l'ovalizzazione massima non deve superare l'8%; tale limite deve essere ridotto al 4% se la tubazione ha un rivestimento interno in malta cementizia e ciò per garantire l'integrità del rivestimento.

La relazione che fornisce il valore dell'inflessione diametrale mostra come sia il modulo di reazione del terreno a influenzare maggiormente l'ovalizzazione e non la rigidità flessionale della tubazione. Infatti, una tubazione in PRFV con modulo elastico E_t , pari a 1300000 N/cm^2 , diametro nominale DN 100 cm, spessore s di 1,21 cm (classe 2,5 kN/m²), ha un valore del fattore di rigidità $E_t I$ pari a 191919 Ncm. Se questa tubazione viene posata in un terreno con modulo di reazione E_s pari a 270 N/cm^2 , il termine $0,061 E_s r^3$ assume il valore 2134390 Ncm.

Il termine $0,061 E_s r^3$ è quindi di un ordine di grandezza maggiore del termine $E_t I$ che quindi influenza comunque relativamente poco l'ovalizzazione.

L'inflessione è fortemente dipendente dal modulo di reazione del suolo e praticamente inversamente proporzionale al medesimo, mentre dipende relativamente poco dal fattore di rigidità della tubazione e di conseguenza è anche poco influenzata dal decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche (diminuzione di E_t).

Ai fini del contenimento dell'inflessione è quindi teoricamente più conveniente agire sul miglioramento delle condizioni di posa (sottofondo e rinfiacco con terreno a grana grossolana e costipamento del letto e del rinfiacco) piuttosto che sull'aumento dell'indice di rigidità delle tubazioni impiegate. Resta tuttavia il fatto non trascurabile che è molto più facile e certo il controllo dell'indice di rigidità che non delle reali condizioni di posa.

4.2.2 Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione

La sollecitazione o deformazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta di un fattore di sicurezza.

Dovrà cioè risultare:

$$\sigma = D_f E_t \left(\frac{\Delta y}{D} \right) \left(\frac{s}{D} \right) \leq \frac{\sigma_{lim}}{\mu} \tag{4-13}$$

$$\varepsilon = D_f \left(\frac{\Delta y}{D} \right) \left(\frac{s}{D} \right) \leq \frac{\varepsilon_{lim}}{\mu} \tag{4-14}$$

dove:

σ è la tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/cm²];

σ_{lim} è la tensione limite ultima;

D_f è un fattore di forma ("shape factor"), privo di dimensioni, i cui valori sono stati parametrizzati dalla norma ANSI-AWWA C950/88 (Tabella 4) in funzione dell'indice di rigidezza RG della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro (cioè composizione granulometrica e grado di costipamento); la precedente edizione della norma poneva $D_f=6,0$

μ è un coefficiente di sicurezza, fissato dalla norma in 1,5;

ε è la deformazione massima risultante;

ε_{lim} è la deformazione limite ultima.

I valori di devono essere forniti dalla ditta produttrice della tubazione.

Indice di rigidezza della tubazione	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
RG [N/M ²]				
1150	5,5	7	6	8
2300	4,5	5,5	5	6,5
4600	3,8	4,5	4	5,5
9200	3,3	3,8	3,5	4,5

Figura 4-1 – Fattore di forma D_f .

4.2.3 Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (buckling)

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 ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi, ecc.

Il carico critico p_{er} per unità di superficie vale:

$$p_{er} = (n_L^2 - 1) \frac{E_t I}{r^3} \quad 4-15$$

Dove n_L è il numero dei lobi della deformata.

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

$$p_{er} = 3 \frac{E_t I}{r^3} = 24RG \quad 4-16$$

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

$$P_{sr} = p_{sr} \cdot D \quad 4-17$$

In una tubazione interrata, la pressione che determina instabilità elastica ("pressione di buckling") dipende però non solamente dall'indice di rigidezza della tubazione RG , ma anche dal modulo elastico E_s del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema terreno-tubazione si comporta come un'unica entità.

La norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione di stima della pressione ammissibile di buckling:

$$q_a = \left(\frac{1}{FS} \right) \left(32R_w B' E_s \frac{E_t I}{D^3} \right)^{1/2} \quad 4-18$$

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 idrostatica della falda eventualmente presente con

$$R_w = 1 - 0.33(H_w/H) \quad 4-19$$

con $0 \leq H_w \leq H$

B' è il coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale) fornito dalla relazione:

$$B' = \frac{1}{(1 + 4e - 0.213H)} \quad 4-20$$

H è l'altezza di rinterro in cm;

H_w è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm.

La norma ANSI-AWWA precisa che la relazione precedente è valida nelle seguenti condizioni:

- senza vuoto interno: 60 < H
- con vuoto interno: 120 < H

L'espressione precedente mostra chiaramente come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in eguale misura dall'indice di rigidità della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfiacco della tubazione.

Quando la verifica all'instabilità elastica non è soddisfatta converrà in generale prevedere l'uso di una tubazione a più elevato indice di rigidità; raddoppiando RG si aumenta la pressione ammissibile del 41%; si potrà intervenire comunque anche migliorando E_s.

Quando si è in presenza di inflessioni diametrali Δy/D prossime al valore massimo ammissibile si dovrà usare un fattore di progettazione FS = 3 in luogo di 2,5.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling q_a con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati.

La norma ANSI-AWWA considera due casi:

- depressione interna a causa di transitori;
- sovraccarichi mobili.

In presenza di depressione interna dovrà risultare:

$$\gamma_w H_w + R_w \frac{W_c}{D} + P_v \leq q_a \quad 4-21$$

dove:

γ_w è il peso specifico dell'acqua in N/cm³;

P_v è la depressione interna in N/cm² (pressione atmosferica meno pressione assoluta interna).

In presenza di sovraccarichi mobili dovrà risultare:

$$\gamma_w H_w + R_w \frac{W_c}{D} + \frac{W_L}{D} \leq q_a \quad 4-22$$

Se la depressione interna non è una condizione di regime, ma è causa di transitori idraulici, non si considera l'azione contemporanea della depressione e dei carichi mobili.

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

L'inflessione diametrale e conseguentemente le sollecitazioni e le deformazioni, come pure 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 il sottofondo e il rinfiacco della tubazione e dal suo grado di costipamento.

Risultati tubazioni flessibili

Le verifiche della tubazione flessibili sono state effettuate nei casi più gravosi elencati di seguito. Si ricorda che tutte le tubazioni sono rinfiaccate in misto cementato.

TRATTO 3B – DN500 – RICOPRIMENTO 60 cm

Verifica statica tubazioni flessibili

Con riferimento alla norma AWWA(American Water Works Association) C950/88 (ultima versione)

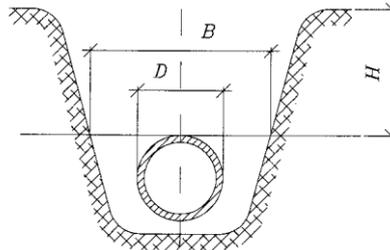
Dati di input terreno

H	0.6	altezza di rinterro in m sulla generatrice superiore del tubo
γ_t	18.5	peso specifico rinterro in kN/mc

Tipo di materiale che avvolge la tubazione c) misture di ghiaia e sabbia con pochi fini o nessuno - sabbie ghiaiose con pochi fini o nessuno

Grado di compattazione del materiale costipamento elevato >95%proctor, >70%densità relativa

Es	20.7	modulo elastico del terreno (MPa)
De	1.5	fattore di ritardo d'inflessione
Kx	0.11	coefficiente di inflessione
Ka	0.75	parametri statistici
Δa	0	parametri statistici
Hw	0	altezza superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm



Dati di input tubazione

d	0.24	diametro interno del tubo in m
s	0.01	spessore della tubazione in m

Materiale della tubazione Pead

Verifica intermedia

ϕ	1.5	fattore dinamico (minore o uguale a due per il teorema di Clapeyron)
--------	------------	--

Risultati

Wc	28.86	carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza (N/cm)
Wl	311.24	carico verticale mobile sul tubo per unità di lunghezza (N/cm)
Δy_{max}	1.3000	inflessione diametrale massima della tubazione pari al 5% del diametro in cm
Δy	0.408	inflessione diametrale della tubazione in cm

VERIFICA DELL'INFLESSIONE DIAMETRALE (OVALIZZAZIONE) VERIFICATO

VERIFICA DELLA SOLLECITAZIONE O DEFORMAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE

$\sigma = \sqrt{\quad}$ 55.74 N/cm² $\sqrt{\quad}$ < 1333.33 N/cm² **VERIFICATO**

VERIFICA ALL'INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

$q_a = \sqrt{\quad}$ 33.62 N/cm² $\sqrt{\quad}$ > 13.08 N/cm² **VERIFICATO**

TRATTO 4B – DN800 – RICOPRIMENTO 40 cm

Verifica statica tubazioni flessibili

Con riferimento alla norma AWWA(American Water Works Association) C950/88 (ultima versione)

Dati di input terreno

H **0.4** altezza di rinterro in m sulla generatrice superiore del tubo
 γ_t **18.5** peso specifico reinterro in kN/mc

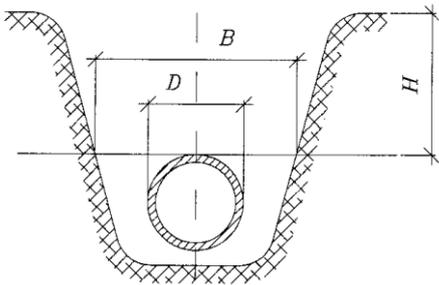
Tipo di materiale che avvolge la tubazione

c) misture di ghiaia e sabbia con pochi fini o nessuno - sabbie ghiaiose con pochi fini o nessuno

Grado di compattazione del materiale

costipamento elevato >95%proctor, >70%densità relativa

Es **20.7** modulo elastico del terreno (MPa)
 De **1.5** fattore di ritardo d'inflessione
 Kx **0.11** coefficiente di inflessione
 Ka **0.75** parametri statistici
 Δa **0** parametri statistici
 Hw **0** altezza superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm



Dati di input tubazione

d **0.38** diametro interno del tubo in m
 s **0.02** spessore della tubazione in m

Materiale della tubazione

Verifica intermedia

φ **1.75** fattore dinamico (minore o uguale a due per il teorema di Clapeyron)

Risultati

Wc **31.08** carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza (N/cm)
 WI **956.49** carico verticale mobile sul tubo per unità di lunghezza (N/cm)
 Δy_{max} **2.1000** inflessione diametrale massima della tubazione pari al 5% del diametro in cm
 Δy **1.143** inflessione diametrale della tubazione in cm

VERIFICA DELL'INFLESSIONE DIAMETRALE (OVALIZZAZIONE) **VERIFICATO**

VERIFICA DELLA SOLLECITAZIONE O DEFORMAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE

$\sigma =$ **124.62** N/cm² **<** 1333.33 N/cm² **VERIFICATO**

VERIFICA ALL'INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

$q_a =$ **46.30** N/cm² **>** 23.51 N/cm² **VERIFICATO**

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

TRATTO 4B – DN400 – RICOPRIMENTO 55 cm

Verifica statica tubazioni flessibili

Con riferimento alla norma AWWA(American Water Works Association) C950/88 (ultima versione)

Dati di input terreno

H	0.55	altezza di rinterro in m sulla generatrice superiore del tubo
γ_t	18.5	peso specifico rinterro in kN/mc

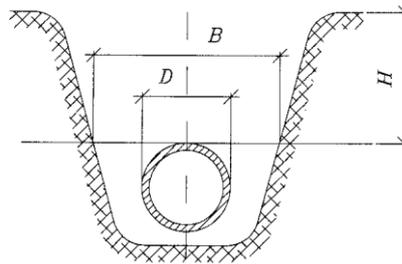
Tipo di materiale che avvolge la tubazione

c) misture di ghiaia e sabbia con pochi fini o nessuno - sabbie ghiaiose con pochi fini o nessuno

Grado di compattazione del materiale

costipamento elevato >95%proctor, >70%densità relativa

Es	20.7	modulo elastico del terreno (MPa)
De	1.5	fattore di ritardo d'inflessione
Kx	0.11	coefficiente di inflessione
Ka	0.75	parametri statistici
Δa	0	parametri statistici
Hw	0	altezza superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm



Dati di input tubazione

d	0.19	diametro interno del tubo in m
s	0.01	spessore della tubazione in m

Materiale della tubazione

Pead

Verifica intermedia

φ	1.545454545	fattore dinamico (minore o uguale a due per il teorema di Clapeyron)
-----------	--------------------	--

Risultati

Wc	21.37	carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza (N/cm)
Wl	287.66	carico verticale mobile sul tubo per unità di lunghezza (N/cm)
Δy_{max}	1.0500	inflessione diametrale massima della tubazione pari al 5% del diametro in cm
Δy	0.364	inflessione diametrale della tubazione in cm

VERIFICA DELL'INFLESSIONE DIAMETRALE (OVALIZZAZIONE) **VERIFICATO**

VERIFICA DELLA SOLLECITAZIONE O DEFORMAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE

$\sigma =$ **79.44** N/cm² **<** 1333.33 N/cm² **VERIFICATO**

VERIFICA ALL'INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

qa = **46.32** N/cm² **>** 14.72 N/cm² **VERIFICATO**

TRATTO 4E – DN315 – RICOPRIMENTO 400 cm

Verifica statica tubazioni flessibili

Con riferimento alla norma AWWA(American Water Works Association) C950/88 (ultima versione)

Dati di input terreno

H **4** altezza di rinterro in m sulla generatrice superiore del tubo
 γ_t **18.5** peso specifico reinterro in kN/mc

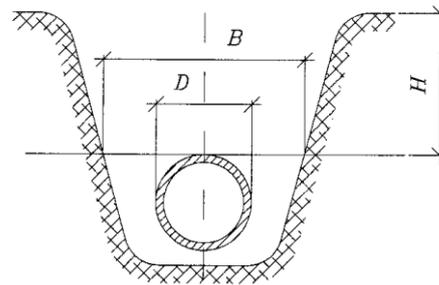
Tipo di materiale che avvolge la tubazione

c) misture di ghiaia e sabbia con pochi fini o nessuno - sabbie ghiaiose con pochi fini o nessuno

Grado di compattazione del materiale

costipamento elevato >95%proctor, >70%densità relativa

Es **20.7** modulo elastico del terreno (MPa)
 De **1.5** fattore di ritardo d'inflessione
 Kx **0.11** coefficiente di inflessione
 Ka **0.75** parametri statistici
 Δa **0** parametri statistici
 Hw **0** altezza superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm



Dati di input tubazione

d **0.15** diametro interno del tubo in m
 s **0.0075** spessore della tubazione in m

Materiale della tubazione

Verifica intermedia

φ **1.075** fattore dinamico (minore o uguale a due per il teorema di Clapeyron)

Risultati

Wc **122.10** carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza (N/cm)
 WI **14.36** carico verticale mobile sul tubo per unità di lunghezza (N/cm)
 Δy_{max} **0.8250** inflessione diametrale massima della tubazione pari al 5% del diametro in cm
 Δy **0.226** inflessione diametrale della tubazione in cm

VERIFICA DELL'INFLESSIONE DIAMETRALE (OVALIZZAZIONE) **VERIFICATO**

VERIFICA DELLA SOLLECITAZIONE O DEFORMAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE

$\sigma =$ 59.21 N/cm² < 1333.33 N/cm² **VERIFICATO**

VERIFICA ALL'INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

q_a = 43.20 N/cm² > 8.27 N/cm² **VERIFICATO**

4.3 Risultati del dimensionamento di tubazioni e scatolari

Di seguito si riportano le verifiche sui collettori della rete di drenaggio di piattaforma.

4.3.1 Scatolari

Le tabelle si compongono di 10 colonne indicanti rispettivamente:

1° colonna: monte

2° colonna: valle

3° colonna: dimensione della base

4° colonna: dimensione dell'altezza

5° colonna: lunghezza dello scatolare nel tratto considerato

6° colonna: pendenza dello scatolare nel tratto considerato

7° colonna: area gravante sul tratto considerato (grandezza cumulata sommando il tratto in esame e i tutti i tratti di monte che contribuiscono come apporto meteorico).

8° colonna: portata di calcolo nella sezione di chiusura del tratto considerato

9° colonna: velocità di scorrimento nello scatolare nel tratto considerato

10° colonna: grado di riempimento. Lo scatolare è verificato quando si realizza un franco maggiore di 5 cm che corrisponde ad un grado di riempimento inferiore al 93%.

Impianto 1:

Monte	Valle	B	H	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[cm]	[cm]	[m]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
1A-1	1A-2	100	75	6,42	716	180	2,60%	716	98,5	1,26	12%
1A-2	1A-3	100	75	18,51	1242	195	2,60%	1242	134,3	1,35	13%
1A-3	1A-4	100	75	24,96	1974	213	2,60%	1974	180,8	1,54	16%
1A-4	1A-5	100	75	24,93	2674	229	3,02%	2674	222,5	1,75	17%
1A-5	1A-6	100	75	24,9	3340	244	3,02%	3340	260,3	1,94	20%
1A-6	1A-7	100	75	24,87	4014	256	1,98%	4014	297,3	1,80	24%
1A-7	1A-8	100	75	24,85	4681	270	1,98%	4681	331,8	1,87	25%
1A-8	1A-9	100	75	23,41	5278	283	0,72%	5278	361,3	1,44	35%
1A-9	1A-10	100	75	1,56	5315	284	0,30%	5315	362,9	1,11	45%
1A-10	1A-11	100	75	24,86	5882	306	0,30%	5882	383,9	1,12	47%
1A-11	1A-12	100	75	24,85	6448	328	0,30%	6448	404,0	1,14	48%
1A-12	1A-13	100	75	24,85	7018	350	0,22%	7018	423,7	1,04	55%
1A-13	1A-14	100	75	7,47	7188	357	0,22%	7188	429,0	1,05	56%
1A-14	1A-15	100	75	17,38	7594	374	0,09%	7594	441,8	0,77	77%
1A-15	1A-16	100	75	24,87	8175	406	0,09%	8175	455,1	0,77	80%
1A-16	1A-17	100	75	24,89	9009	438	0,09%	9009	480,3	0,77	84%
1A-17	1A-18	125	75	24,92	9816	471	0,09%	9816	503,1	0,81	68%
1A-18	1A-19	125	75	24,94	10669	502	0,16%	10669	527,6	0,98	57%
1A-19	1A-20	125	75	24,96	11516	527	0,16%	11516	553,5	1,01	60%
1A-20	1A-21	125	75	24,99	12368	552	0,22%	12368	578,9	1,14	56%

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

1A-21	1A-22	125	75	11,95	12779	562	0,11%	12779	591,6	0,90	72%
1A-22	1A-23	125	75	13,07	13258	577	0,11%	13258	605,1	0,90	72%
1A-23	1A-24	125	75	25,01	14078	605	0,11%	14078	626,1	0,91	75%

Impianto 2A:

Monte	Valle	B	H	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[cm]	[cm]	[m]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
2A-1	2A-2	100	75	13,40	874	180	0,54%	874	110,3	0,82	20%
2A-2	2A-3	100	75	6,20	1322	188	0,54%	1322	141,8	0,90	23%
2A-3	2A-4	100	75	24,61	1517	215	0,84%	1517	148,9	1,02	20%
2A-4	2A-5	100	75	24,61	2285	239	1,11%	2285	193,7	1,23	21%
2A-5	2A-6	100	75	24,73	2954	259	1,11%	2954	229,7	1,35	24%
2A-6	2A-7	100	75	24,77	3565	277	1,54%	3565	260,6	1,59	24%
2A-7	2A-8	100	75	24,70	4176	293	2,19%	4176	290,9	1,81	23%
2A-8	2A-9	100	75	24,70	4793	307	2,53%	4793	321,0	1,95	23%
2A-9	2A-10	100	75	24,70	5412	319	2,68%	5412	350,5	2,09	24%
2A-10	2A-11	100	75	24,70	6035	331	2,68%	6035	379,6	2,18	25%
2A-11	2A-12	100	75	24,70	6660	342	2,60%	6660	408,2	2,23	27%
2A-12	2A-13	100	75	24,70	7286	354	2,60%	7286	436,2	2,23	27%
2A-13	2A-14	100	75	24,70	7906	365	1,98%	7906	463,2	2,18	31%
2A-14	2A-15	100	75	5,29	8039	367	1,63%	8039	468,8	2,04	32%

Impianto 2B:

Monte	Valle	B	H	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[cm]	[cm]	[m]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
2B-1	2B-2	100	75	12,39	671	180	0,32%	671	95,2	0,66	21%
2B-2	2B-3	100	75	24,91	1531	218	0,32%	1531	149,3	0,78	27%
2B-3	2B-4	100	75	24,88	2302	249	0,35%	2302	191,6	0,89	29%
2B-4	2B-5	100	75	24,86	3048	277	0,35%	3048	229,3	0,98	33%
2B-5	2B-6	100	75	24,83	3798	303	0,35%	3798	265,0	1,03	36%
2B-6	2B-7	100	75	24,8	4549	327	0,35%	4549	298,8	1,08	39%
2B-7	2B-8	100	75	24,78	5300	350	0,35%	5300	331,0	1,13	41%
2B-8	2B-9	100	75	24,75	6050	372	0,35%	6050	361,9	1,15	43%
2B-9	2B-10	100	75	24,72	6800	393	0,35%	6800	391,5	1,19	45%
2B-10	2B-11	100	75	24,69	7551	414	0,35%	7551	420,2	1,21	47%
2B-11	2B-12	100	75	24,67	8301	435	0,36%	8301	447,9	1,25	48%
2B-12	2B-13	100	75	24,64	9051	454	0,36%	9051	474,8	1,28	51%
2B-13	2B-14	100	75	8,37	9306	461	0,30%	9306	483,8	1,21	53%
2B-14	2B-15	100	75	6,7	9510	466	0,30%	9510	490,8	1,22	55%
2B-15	2B-16	100	75	9,55	9801	474	0,30%	9801	500,7	1,23	56%
2B-16	2B-17	100	75	24,61	10551	494	0,22%	10551	525,8	1,12	64%
2B-17	2B-18	100	75	24,73	11249	516	0,11%	11249	546,7	0,85	87%

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

2B-18	2B-19	100	75	24,77	11952	545	0,11%	11952	564,0	0,85	89%
2B-19	2B-20	125	75	24,7	12613	575	0,11%	12613	578,8	0,90	69%
2B-20	2B-21	125	75	24,7	13272	602	0,10%	13272	594,0	0,88	73%
2B-21	2B-22	125	75	24,7	13932	630	0,10%	13932	608,6	0,88	75%
2B-22	2B-23	125	75	24,7	14657	658	0,11%	14657	625,4	0,92	73%
2B-23	2B-24	125	75	24,7	15463	685	0,11%	15463	645,5	0,93	75%
2B-24	2B-25	125	75	7,39	15711	693	0,11%	15711	651,7	0,93	76%

Impianto 3A:

Monte	Valle	B	H	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[cm]	[cm]	[m]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
3A-1	3A-2	100	75	6,99	1055	180	1,20%	1055	123,86	1,04	16%
3A-2	3A-3	100	75	24,69	1713	204	1,20%	1713	165,53	1,22	20%
3A-3	3A-4	100	75	24,72	2375	224	1,20%	2375	204,55	1,28	21%
3A-4	3A-5	100	75	24,76	2983	243	1,20%	2983	237,44	1,40	24%
3A-5	3A-6	100	75	24,82	3609	261	1,75%	3609	269,93	1,62	23%
3A-6	3A-7	100	75	24,95	4271	276	0,51%	4271	303,81	1,21	35%
3A-7	3A-8	100	75	24,84	4983	297	0,05%	4983	336,52	0,57	79%
3A-8	3A-9	100	75	24,87	5750	340	1,70%	5750	359,67	1,80	27%
3A-9	3A-10	100	75	24,95	6517	354	1,70%	6517	394,75	1,95	29%
3A-10	3A-11	100	75	22,32	7204	365	1,70%	7204	425,64	1,95	29%
3A-11	3A-12	100	75	9,66	7489	370	1,70%	7489	438,10	2,02	31%
3A-12	3A-13	100	75	26,90	7489	384	1,70%	7489	431,35	2,02	31%
3A-13	3A-14	100	75	17,98	8043	393	0,25%	8043	455,30	1,12	55%
3A-14	3A-15	100	75	25,02	8965	415	0,25%	8965	490,05	1,14	57%
3A-15	3A-16	100	75	25,02	9863	437	0,39%	9863	522,45	1,35	52%
3A-16	3A-17	100	75	24,78	10897	455	0,39%	10897	562,00	1,39	55%
3A-17	3A-18	100	75	8,67	10897	461	0,39%	10897	558,56	1,39	55%
3A-18	3A-19	100	75	21,77	11791	477	0,27%	11791	591,66	1,24	64%
3A-19	3A-20	100	75	3,05	13279	480	0,44%	13055	648,74	1,51	57%
3A-20	3A-21	100	75	24,79	14333	496	0,44%	13898	677,21	1,54	60%
3A-21	3A-22	100	75	24,75	15225	512	0,48%	14584	698,15	1,59	59%
3A-22	3A-23	100	75	20,66	15970	524	0,48%	15154	715,41	1,61	60%
3A-23	3A-24	100	75	28,74	16998	542	0,23%	15945	738,95	1,23	80%
3A-24	3A-25	125	75	24,70	17868	562	0,23%	16609	755,13	1,27	65%
3A-25	3A-26	125	75	24,70	18719	581	0,17%	17264	770,92	1,15	72%
3A-26	3A-27	125	75	24,75	19344	602	0,17%	17889	783,95	1,16	73%
3A-27	3A-28	150	75	24,66	19949	623	0,10%	18494	796,10	0,95	76%
3A-28	3A-29	150	75	24,70	20556	649	0,10%	19101	805,44	0,95	76%
3A-29	3A-30	150	75	24,70	21170	675	0,10%	19715	814,92	0,95	77%
3A-30	3A-31	150	75	24,70	21765	700	0,10%	20310	823,67	0,95	77%
3A-31	3A-32	150	75	24,70	22382	726	0,10%	20927	833,19	0,95	79%

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

3A-32	3A-33	150	75	24,70	22997	752	0,10%	21542	842,61	0,95	79%
3A-33	3A-34	150	75	24,70	23629	777	0,10%	22174	852,56	0,96	80%
3A-34	3A-35	150	75	24,70	24265	803	0,10%	22810	862,60	0,96	81%
3A-35	3A-36	150	75	24,70	24907	828	0,10%	23452	872,79	0,96	81%
3A-36	3A-37	175	75	16,49	25335	845	0,06%	23880	887,89	0,79	87%
3A-37	3A-38	175	75	8,21	26112	856	0,06%	24647	909,70	0,79	88%
3A-38	3A-39	175	75	21,23	26828	882	0,06%	25363	921,29	0,79	89%
3A-39	3A-40	175	75	8,59	26828	893	0,06%	25363	916,00	0,79	88%
3A-40	3A-41	175	75	3,46	26978	898	1,63%	25513	919,03	2,41	31%
3A-41	3A-42	175	75	24,45	28044	908	1,63%	26579	950,49	2,41	31%
3A-42	3A-43	175	75	24,56	28919	918	0,07%	27454	975,13	0,84	89%
3A-43	3A-44	175	75	24,76	29854	947	0,07%	28389	991,80	0,84	91%
3A-44	3A-45	175	75	18,60	30516	969	0,07%	29051	1002,83	0,84	92%

Impianto 4A:

Monte	Valle	B	H	L	S	equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[cm]	[cm]	[m]	[m ²]	[s]		[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
4A-1	4A-2	100	75	11,40	254	180		0,80%	254	64	1,19	25%
4A-2	4A-3	100	75	7,37	419	186		0,80%	419	76	1,19	25%
4A-3	4A-4	150	75	17,18	8045	201		0,08%	8045	615	0,81	68%
4A-4	4A-5	150	75	24,54	8586	231		0,08%	8586	613	0,81	68%
4A-5	4A-6	150	75	24,54	9126	261		0,70%	9126	613	1,64	35%
4A-6	4A-6b	150	75	6,77	9276	265		0,70%	9276	618	1,64	35%
4A-6b	4A-7	150	75	17,77	9906	276		0,70%	9906	645	1,68	36%
4A-7	4A-8	150	75	24,54	10448	291		0,70%	10448	662	1,68	36%
4A-8	4A-9	150	75	24,54	10988	305		0,34%	10988	679	1,35	45%
4A-9	4A-10	150	75	24,54	11527	323		0,34%	11527	692	1,38	47%
4A-10	4A-11	150	75	24,54	12067	341		0,34%	12067	704	1,38	47%
4A-11	4A-12	150	75	24,55	12619	359		0,27%	12619	717	1,28	51%
4A-12	4A-13	150	75	24,54	13231	378		0,27%	13231	732	1,30	52%
4A-13	4A-14	150	75	13,88	13584	389		0,27%	13584	741	1,30	52%
4A-14	4A-15	150	75	10,67	13855	397		0,27%	13855	748	1,30	52%
4A-15	4A-16	150	75	24,54	14477	416		0,27%	14477	763	1,31	52%
4A-16	4A-17	150	75	24,54	15097	435		0,27%	15097	777	1,32	53%
4A-17	4A-18	150	75	24,54	15725	453		0,27%	15725	792	1,32	53%
4A-18	4A-19	150	75	18,95	16217	468		0,27%	16217	804	1,34	55%
4A-19	4A-20	150	75	5,59	17376	472		0,27%	17376	855	1,36	57%
4A-20	4A-21	150	75	24,68	17893	490		0,27%	17893	864	1,36	57%
4A-21	4A-22	150	75	24,55	18421	508		0,27%	18421	873	1,36	57%
4A-22	4A-23	150	75	24,55	18949	526		0,27%	18949	882	1,37	59%
4A-23	4A-24	150	75	24,54	19480	544		0,27%	19480	892	1,37	59%
4A-24	4A-25	150	75	22,13	20009	560		0,23%	20009	902	1,31	63%

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

4A-25	4A-26	150	75	2,41	20371	562	0,23%	20371	917	1,31	63%
4A-26	4A-27	150	75	17,29	20560	575	0,23%	20560	915	1,31	63%
4A-27	4A-28	150	75	7,25	21945	581	0,23%	21945	969	1,33	65%
4A-28	4A-29	150	75	24,54	22561	599	0,23%	22561	980	1,35	67%
4A-29	4A-30	150	75	24,54	22990	617	0,23%	22990	984	1,35	67%
4A-30	4A-31	150	75	17,14	23784	630	0,23%	23784	1007	1,35	67%
4A-31	4A-32	150	75	32,10	24112	654	0,23%	24112	1003	1,35	67%
4A-32	4A-33	150	75	14,42	24112	665	0,23%	24112	995	1,35	67%

4.3.2 Tubazioni

Le tabelle si compongono di 10 colonne indicanti rispettivamente:

1° colonna: monte

2° colonna: valle

3° colonna: dimensione del diametro

4° colonna: lunghezza dello scatolare nel tratto considerato

5° colonna: pendenza dello scatolare nel tratto considerato

6° colonna: area gravante sul tratto considerato (grandezza cumulata sommando il tratto in esame e i tutti i tratti di monte che contribuiscono come apporto meteorico).

7° colonna: portata di calcolo nella sezione di chiusura del tratto considerato

8° colonna: velocità di scorrimento nello scatolare nel tratto considerato

9° colonna: grado di riempimento. La tubazione è verificata quando si realizza un grado di riempimento inferiore all' 80%.

Impianto 1B:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
1B-1	1B-2	315	43,00	416	180	0,82%	416	76	1,63	77%
1B-2	1B-3	630	32,00	1919	200	0,21%	1919	181	1,25	63%
1B-3	1B-4	630	1,80	1919	201	0,21%	1919	181	1,25	63%

Impianto 1C:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
1C-1	1C-2	315	40,00	270	180	4,16%	270	65	2,98	42%
1C-2	1C-3	315	85	568	195	5,50%	568	86	3,54	45%
1C-3	1C-4	315	130	860	208	5,50%	860	105	3,73	51%
1C-4	1C-5	315	180	1186	221	4,86%	1186	125	3,70	58%
1C-5	1B-2	315	183	1186	222	4,86%	1186	125	3,69	58%

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

Impianto 1D:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
1D-1	1D-2	315	22,00	277	180	2,11%	277	66	2,31	51%
1D-2	1D-3	315	1,70	277	181	2,11%	277	66	2,31	51%

Impianto 1E:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
1E-1	1E-2	315	38,10	402	180	1,83%	402	75	2,26	57%
1E-2	1E-3	315	22,70	402	190	1,49%	402	74	2,08	61%
1E-3	1E-4	315	1,10	402	191	1,49%	402	74	2,08	61%

Impianto 3B:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
3B-1	3B-2	315	40,00	471	180	5,21%	471	80	3,41	44%
3B-2	3B-3	315	50,00	916	195	5,21%	916	111	3,69	53%
3B-3	3B-4	315	42,00	1294	206	4,40%	1294	136	3,62	63%
3B-4	3B-5	400	50,00	1714	220	1,51%	1714	161	2,52	66%
3B-5	3A-19	400	1,21	1714	220	1,51%	1714	161	2,52	66%

Impianto 3C:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
3C-1	3C-2	315	32,01	284	180	4,72%	284	66	3,14	41%
3C-2	3C-3	315	25,56	499	188	3,40%	499	81	2,92	50%
3C-3	3A-37	315	2,30	499	189	3,40%	499	81	2,92	50%

Impianto 3D:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
3D-1	3D-2	315	47,00	351	180	1,55%	351	71	2,09	58%
3D-2	3D-3	315	45,00	700	202	3,76%	700	95	3,14	53%
3D-3	3D-4	315	45,00	1044	216	3,76%	1044	116	3,29	60%
3D-4	3D-5	315	45,00	1385	230	3,76%	1385	137	3,40	67%
3D-5	3D-6	315	32,00	1581	239	2,97%	1581	148	3,10	78%
3D-6	3D-7	315	22,50	1581	246	2,97%	1581	146	3,10	78%

Impianto 3E:

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
3E-1	3E-2	315	50,00	339	180	2,48%	339	70	2,50	51%
3E-2	3E-3	315	29,00	339	192	5,35%	339	70	3,33	41%
3E-3	3E-4	315	1,19	339	192	5,35%	339	70	3,33	41%

Impianto 4B:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
4B-1	4B-2	400	50,00	654	180	0,36%	654	94	1,27	75%
4B-2	4B-3	500	50,00	1310	220	0,36%	1310	134	1,41	63%
4B-3	4B-4	500	50,00	1968	255	1,34%	1968	169	2,47	49%
4B-4	4B-5	500	50,00	2616	275	1,59%	2616	204	2,75	52%
4B-5	4B-6	500	40,00	3147	290	1,59%	3147	231	2,83	56%
4B-6	4B-7	630	16,00	6225	295	1,59%	6225	410	3,27	56%
4B-7	4B-8	630	14,00	6412	300	1,59%	6412	418	3,28	57%
4B-8	4B-9	630	15,00	6640	304	2,24%	6640	429	3,78	52%
4B-9	4B-10	630	15,00	6852	308	2,24%	6852	439	3,79	53%
4B-10	4B-11	800	16,00	6960	312	0,37%	6960	442	1,92	63%
4B-11	4A-3	800	12,50	7241	319	0,37%	7241	454	1,93	64%

Impianto 4C:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
4C-1	4C-2	400	14,90	210	180	0,14%	215	61	0,78	79%
4C-2	4C-3	400	11,10	350	187	0,14%	215	60	0,78	79%
4C-3	4C-4	500	61,30	487	193	0,14%	924	101	0,90	74%
4C-4	4C-5	630	50,00	626	198	0,14%	1519	130	0,97	59%
4C-5	4C-6	630	50,00	801	205	1,50%	2115	155	2,51	34%
4C-6	4C-7	630	59,60	928	212	1,50%	2865	189	2,64	37%
4C-7	4B-6	630	12,75	1048	226	4,54%	2865	188	3,98	28%

Impianto 4D:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
4D-1	4D-2	315	37,00	281	180	2,79%	281	66	2,57	47%

Impianto 4E:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

4E-1	4E-2	315	21,40	165	180	4,05%	165	57	2,86	40%
4E-2	4E-3	315	21,40	239	187	4,05%	239	63	2,92	42%
4E-3	4E-4	315	14,50	239	192	2,08%	239	62	2,27	50%
4E-4	4E-5	315	39,00	239	210	2,08%	239	62	2,27	49%
4E-5	4A-6b	315	3,42	239	211	2,08%	239	62	2,27	49%

Impianto 4F:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
4F-1	4F-2	315	15,00	210	180	1,54%	210	61	2,01	53%
4F-2	4F-3	315	15,00	350	187	3,18%	350	71	2,74	47%
4F-3	4F-4	315	15,00	487	193	3,18%	487	80	2,84	51%
4F-4	4F-5	315	15,00	626	198	3,18%	626	90	2,90	54%
4F-5	4F-6	315	20,00	801	205	1,50%	801	101	2,20	76%
4F-6	4F-7	500	15,00	928	212	0,34%	928	109	1,32	56%
4F-7	4F-8	500	18,30	1048	226	0,34%	1048	115	1,34	58%
4F-8	4F-9	500	24,10	1048	244	3,05%	1048	113	3,03	32%
4F-9	4A-19	500	1,38	1048	244	7,00%	1048	112	4,03	26%

Impianto 4G:

Monte	Valle	DN	L	S equ	tcor	i	A	Q _c	v	%
		[mm]	[cm]	[m ²]	[s]	[m/m]	[m ²]	[l/s]	[m/s]	
4G-1	4G-2	315	15,00	231	180	2,56%	231	62	2,45	47%
4G-2	4G-3	315	15,00	361	186	2,56%	361	72	2,54	51%
4G-3	4G-4	315	15,00	488	192	2,09%	488	80	2,41	58%
4G-4	4G-5	315	15,00	611	198	2,09%	611	89	2,47	61%
4G-5	4G-6	400	22,00	757	207	0,97%	757	98	1,90	55%
4G-6	4G-7	400	25,00	757	220	4,59%	757	96	3,39	36%
4G-7	4A-27	400	1,60	757	221	4,59%	757	96	3,39	36%

Rami secondari

INIZIO	FINE	L	S equ	tcor	i	Q	DN	v	GR
[ID]	[ID]	[m]	[m ²]	[s]	[m/m]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
RETE S1									
S1-1	S1-2	23.00	956	180	0.80%	116	500	1.85	46%
S1-2	S1-3	18.71	1519	192	0.80%	156	500	1.99	54%
RETE S2									
S2-1	S2-2	23.00	941	180	0.39%	115	500	1.41	56%
S2-2	S2-3	15.09	1476	196	0.39%	152	500	1.50	67%
RETE S3									
S3-1	S3-2	51.50	200	180	0.39%	60	400	1.19	54%

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

S3-2	S3-3	24.88	296	223	2.00%	66	400	2.26	37%
S3-3	S3-4	2.74	296	234	3.64%	66	400	2.84	32%

5 VASCHE VOLANO E IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

5.1 Vasche volano

Il recapito delle acque drenate dalle superfici pavimentate è costituito dal reticolo idrico superficiale (cfr. all.to B.02.02.01 – Corografia reticolo idrico esistente). Per adeguare le portate scaricate alle effettive capacità dei recettori si predispone a valle dei collettori una vasca di laminazione che ha la funzione di assorbire i picchi di portata

Il volume di laminazione è determinato dalla differenza tra il volume in ingresso e quello in uscita, integrando rispetto al tempo la portata in ingresso e quella in uscita ai bacini nel seguente modo:

volume in ingresso al bacino di laminazione:

$$Vi(t) = \sum_{t=0}^{t_f} Qi(t) \cdot dt [m^3] \quad 5-1$$

volume in uscita al bacino di laminazione:

$$Vu(t) = \sum_{t=0}^{t_f} Qu(t) \cdot dt [m^3] \quad 5-2$$

Il volume complessivo necessario per la laminazione sarà perciò dato dal valore massimo della seguente differenza variabile nel tempo:

$$\Delta V = Vi(t) - Vu(t) [m^3] \quad 5-3$$

Essendo le vasche volano tutte in trincea si è ritenuto opportuno prevedere un possibile malfunzionamento degli impianti di sollevamento per un periodo di 2 ore, ritenuto sufficiente per l'intervento del personale di manutenzione.

5.2 Impianti sollevamento

Sulla base del valore della portata da smaltire si è deciso il numero di pompe da predisporre per ogni impianto di sollevamento considerando sempre l'aggiunta di una pompa di riserva.

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

Il diametro delle tubazioni delle tubazioni uscenti dall'impianto è stato scelto in modo tale da ottenere una velocità all'interno delle tubazioni compresa tra 1,3 ÷ 2,8 m/s, sia per i tratti a mandate separate che per quelli a mandate unica.

Nel dimensionamento sono state considerate le perdite di carico distribuite Δh a partire dalla formula $\Delta h=L \cdot J$ dove:

$$J = \beta \frac{Q^2}{D^5} \quad 5-4$$

e β è calcolato come:

$$\beta = \frac{10,3}{K_s^2 D^{1/3}} \quad 5-5$$

con il coefficiente K_s pari ad un valore di 95 m/s^{1/3}.

Per quanto concerne le perdite di carico concentrate Z sono state calcolate tramite la formula:

$$z = \xi \frac{v^2}{2g} \quad 5-6$$

considerando i seguenti valori di ξ in corrispondenza dei vari elementi causa di perdite di carico:

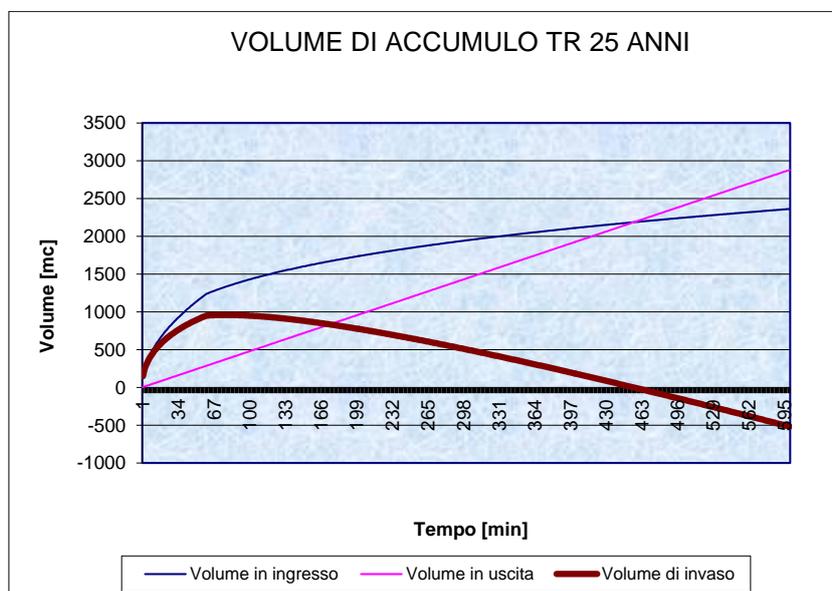
Elemento	ξ
Curva 90°	0,8
Curva 45°	0,5
Curva 30°	0,5
Piede accesso	0,3
Saracinesca	0,15
Innesco a T	0,6
Valvola di ritegno	0,3
Sbocco	1

Tabella 5.1 – Valori del coefficiente per le perdite di carico concentrate.

5.3 Descrizione bacini

BACINO	
Nome bacino	Bacino n° 0
Bacino scolante	2,00 ha
Caratteristiche della vasca	<ul style="list-style-type: none"> - trattamento acque meteoriche tramite disoleatura e sedimentazione - vasca di accumulo per laminazione delle portate con sollevamento
VOLUMI	
Volume laminazione	960 mc
Volume riserva	539 mc
Volume totale	1499 mc
SOLLEVAMENTO	
Q sollevata	80 l/s
N° pompe	2+1
H prevalenza	14 m
Potenza	17 kW
η rendimento	50%
PORTATA	
Portata trattata	80 l/s – coefficiente udometrico scarico 40 l/s ha
RICETTORE	
Reticolo idrico superficiale	Canale adduttore A

Impianto 0	Tratto a mandate separate	Tratto a mandate unica
Diametro Nominale DN	160 mm	315 mm
Lunghezza	8 m	600 m
Perdite di carico distribuite	0,45 m	3,68 m
Perdite di carico concentrate	0,99 m	0,37 m



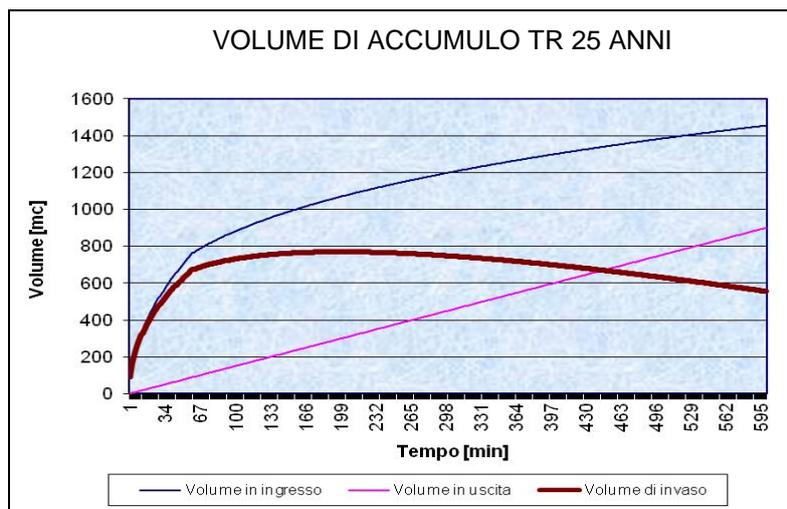
POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

BACINO	
Nome bacino	Bacino n° 1
Bacino scolante	1,23 ha
Caratteristiche della vasca	<ul style="list-style-type: none"> - trattamento acque meteoriche tramite disoleatura e sedimentazione - vasca di accumulo per laminazione delle portate con sollevamento
VOLUMI	
Volume laminazione	770 mc
Volume riserva	443 mc
Volume totale	1213 mc
SOLLEVAMENTO	
Q sollevata	25 l/s
N° pompe	1+1
H prevalenza	16 m
Potenza	8 kW
η rendimento	50%
PORTATA	
Portata trattata	25 l/s – coefficiente udometrico scarico 20 l/s ha
RICETTORE	
Reticolo idrico superficiale	Canale adduttore A

Impianto 1	Tratto a mandate separate	Tratto a mandate unica
Diametro Nominale DN	160 mm	180 mm
Lunghezza	2 m	103 m
Perdite di carico distribuite	0,06 m	2 m
Perdite di carico concentrate	1 m	0,3 m



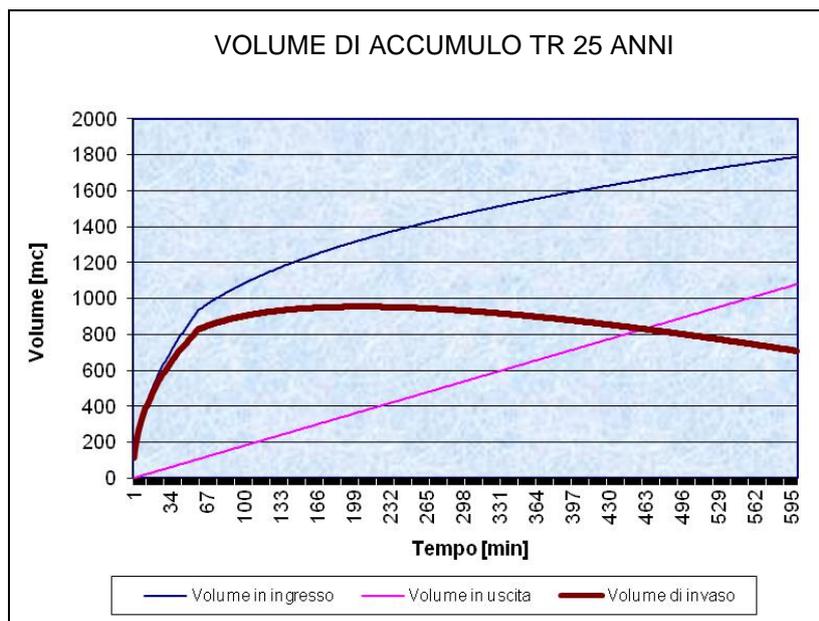
POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

BACINO	
Nome bacino	Bacino n° 2
Bacino scolante	1,51 ha
Caratteristiche della vasca	<ul style="list-style-type: none"> - trattamento acque meteoriche tramite disoleatura e sedimentazione - vasca di accumulo per laminazione delle portate con sollevamento
VOLUMI	
Volume laminazione	955 mc
Volume riserva	543 mc
Volume totale	1498 mc
SOLLEVAMENTO	
Q sollevata	30 l/s
N° pompe	1+1
H prevalenza	15 m
Potenza	9 kW
η rendimento	50%
PORTATA	
Portata trattata	30 l/s – coefficiente udometrico scarico 20 l/s ha
RICETTORE	
Reticolo idrico superficiale	Roggia Gabbadera

Impianto 2	Tratto a mandate separate	Tratto a mandate unica
Diametro Nominale DN	180 mm	200 mm
Lunghezza	2 m	176 m
Perdite di carico distribuite	0,05 m	2 m
Perdite di carico concentrate	1 m	0,3 m



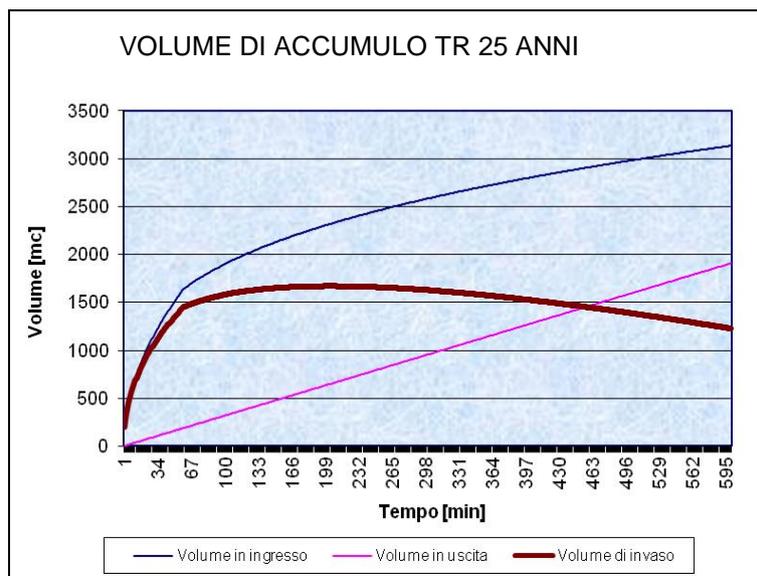
POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

BACINO	
Nome bacino	Bacino n° 3
Bacino scolante	2,65 ha
Caratteristiche della vasca	<ul style="list-style-type: none"> - trattamento acque meteoriche tramite disoleatura e sedimentazione - vasca di accumulo per laminazione delle portate con sollevamento
VOLUMI	
Volume laminazione	1669 mc
Volume riserva	944 mc
Volume totale	2613 mc
SOLLEVAMENTO	
Q sollevata	53 l/s
N° pompe	2+1
H prevalenza	18 m
Potenza	19 kW
η rendimento	50%
PORTATA	
Portata trattata	53 l/s – coefficiente udometrico scarico 20 l/s ha
RICETTORE	
Reticolo idrico superficiale	Fontanile Borromeo

Impianto 3	Tratto a mandate separate	Tratto a mandate unica
Diametro Nominale DN	160 mm	180 mm
Lunghezza	2 m	128 m
Perdite di carico distribuite	0,07 m	9 m
Perdite di carico concentrate	1 m	0,3 m



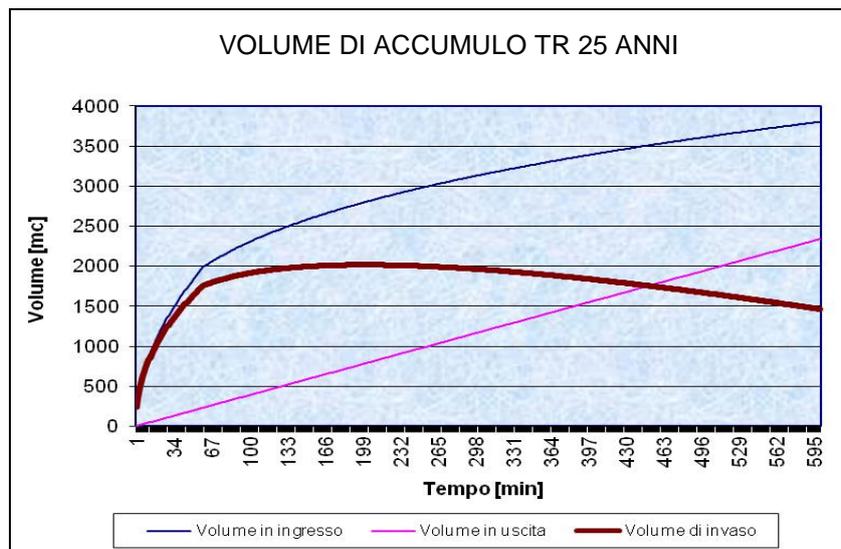
POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

BACINO	
Nome bacino	Bacino n° 4
Bacino scolante	3,22
Caratteristiche della vasca	<ul style="list-style-type: none"> - trattamento acque meteoriche tramite disoleatura e sedimentazione - vasca di accumulo per laminazione delle portate con sollevamento
VOLUMI	
Volume laminazione	2016 mc
Volume riserva	1154 mc
Volume totale	3170 mc
SOLLEVAMENTO	
Q sollevata	65 l/s
N° pompe	2+1
H prevalenza	12 m
Potenza	12 kW
η rendimento	50%
PORTATA	
Portata trattata	65 l/s – coefficiente udometrico scarico 20 l/s ha
RICETTORE	
Reticolo idrico superficiale	Roggia Gabbadera

Impianto 4	Tratto a mandate separate	Tratto a mandate unica
Diametro Nominale DN	180 mm	200 mm
Lunghezza	2 m	40 m
Perdite di carico distribuite	0,05 m	40 m
Perdite di carico concentrate	1 m	0,3 m



6 SISTEMA DI TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Tutte le acque raccolte sono avviate, mediante sollevamento, alla scarico nel recettore finale prima del quale è previsto un trattamento di dissabbiatura e disoleazione mediante l'utilizzo di vasche monoblocco prefabbricate dotate di filtri a coalescenza in grado di garantire il rispetto dei parametri di qualità allo scarico previsti dal D.lgs 152/06.

7 INTERFERENZE CON IL RETICOLO IDRICO SUPERFICIALE

Il nuovo tracciato stradale interferisce con vari corsi d'acqua del reticolo superficiale, di seguito si dà una descrizione del loro stato, del regime idraulico che li caratterizza e delle portate d'acqua veicolate, si rimanda agli elaborati specifici per le modalità adottate per la deviazione e mantenimento della funzionalità idraulica.

7.1 Elementi del reticolo idrico superficiale

Nella seguente tabella sono riportati i corsi d'acqua che interferiscono con l'opera in progetto, per ognuno sono riportate la tipologia e la portata massima. Per i canali terziari/ irrigui si stima una portata di 500 l/s mentre per i fontanili la portata è stata assunta pari a 250 l/s.

Denominazione corrente	Tipologia	Classificazione ai sensi D.G.R. 7/7868/02 e s.m.i.	Portata
Cavo Nirona	Fontanile	-	300 l/s
Canale Adduttore A	Secondario	Privato	1700 l/s
Roggia Gabbadera	Adacquatore	Privato	4000 l/s
Cavo Spagnolo	Terziario	Privato	500 l/s
Fontanile Simonetta	Fontanile	Privato	250 l/s
Fontanile Borromeo	Fontanile	Privato	250 l/s
Roggia Calchera	Secondario	Privato	800 l/s
Fontanile Marcellina	Fontanile	-	250 l/s
Roggia Renata	Terziario	Privato	800 l/s
Roggia Volpina	Terziario	Privato	500 l/s
Roggia Arzona	Terziario	Privato	500 l/s
Canale Via Cellini	Terziario	-	500 l/s
Canale irriguo 1	Terziario	-	500 l/s
Canale irriguo 2	Terziario	-	500 l/s
Canale irriguo 3	Terziario	-	500 l/s

Tabella 7.1 – Tabella riassuntiva del reticolo idrico superficiale

Di seguito si riportano anche le tabelle riassuntive estratte dalla relazione dello studio di "Individuazione del reticolo idrografico minore" del Comune di Segrate.

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

Comune di Segrate (MI)

Reticolo idrografico

Tab. 1: corsi d'acqua oggetto di verifica per l'appartenenza al reticolo idrografico minore

Denominazione corrente	Tipologia	Classificazione ai sensi D.G.R. 7/7868/02 e s.m.i.	Cod. All. D DGR 7/7868/02 e succ. mod.	Stato di attività	Inizio derivazione	Recapiti	Proprietà/Gestione:	Titolarità di concessione
Canale Adduttore A	Secondario	Privato	99	attivo	Derivazione dal Naviglio Martesana	Cavo Marocco di Robbiano	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Canale Adduttore B	Secondario	Privato	100	attivo	Derivazione dal Naviglio Martesana	Fontanile Sgraffignone, Fontanelle Redecesio, Idroscalo, Laghetto	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Cavetto Marocco	Adacquatore	Privato		attivo		Cavo Marocco di Robbiano	Demanio Idrico	No titolarità di concessione
Cavo Cavetto	Secondario	-		inattivo	Roggia Matta	Fontanile Fontanelle-Sgraffignone	Demanio Idrico	No titolarità di concessione
Cavo Lirone	Secondario	Reticolo minore		attivo	Fughe e colature irrigue e da Cavo Novegro	fuori comune	Demanio Idrico	No titolarità di concessione
Cavo Lucini	Terziario	Privato		attivo	Cavo Tregarezzo	Cavo Marocco di Robbiano	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Cavo Marocco di Robbiano	Secondario	Privato		attivo	Canale Adduttore A	fuori comune	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Cavo Novegro	Secondario	Privato		attivo	Canale Adduttore A	Cavo Lirone	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Cavo Spagnolo	Terziario	Privato		attivo	Canale Adduttore A	Fontanile Simonetta, Fontanile Rugacesio	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Cavo Tregarezzo	Terziario	Privato		(intubato)	Canale Adduttore A	Cavo Marocco di Robbiano	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Acquabella	Secondario	Reticolo minore		attivo	Roggia Molina (Derivazione F. Lambro)	Cavo Lirone, Roggia Molina, Fontanile Rescaldi	Demanio Idrico	No titolarità di concessione
Roggia Calchera	Secondario	Privato	82/83	attivo	Derivazione dal Naviglio Martesana	fuori comune	Privata / gestione dal Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Casati Loreto	Adacquatore	Privato	85	attivo	Derivazione dal Naviglio Martesana	Fontanile Commendino o Roggia Landriana	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Cotta	Adacquatore	Privato	91	inattivo	Derivazione dal Naviglio Martesana	fuori comune	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Gabbadera	Adacquatore	Privato		inattivo	Derivazione dal Naviglio Martesana tramite la Roggia Ciocca	Fontanile Borromeo, Fontanile Simonetta	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Landriana	Terziario	Privato	101	attivo	Derivazione dal Naviglio Martesana	Fontanile Commendino, Fontanile Canevari	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Lucina	Adacquatore	Privato	106	inattivo	Derivazione dal Naviglio Martesana	Fontanile Canevari	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Matta	Secondario	Reticolo minore		attivo	Roggia Roggione	Fontanile Pirascia-Roggia Molina	Demanio Idrico	No titolarità di concessione
Roggia Molina	Terziario	Reticolo minore		attivo	Derivazione dal Naviglio Martesana tramite la Roggia Ottolino Seminario	Fontanile Seminario	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Ottolina-Seminario	terziario	Reticolo minore	116	attivo	Derivazione dal Naviglio Martesana Derivazione dal Fiume Lambro	Fontanile Olgia Vecchia, Roggia Molina	Sconosciuta / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana

Comune di Segrate (MI)

Reticolo idrografico

Denominazione corrente	Tipologia	Classificazione ai sensi D.G.R. 7/7868/02 e s.m.i.	Cod. All. D DGR 7/7868/02 e succ. mod.	Stato di attività	Inizio derivazione	Recapiti	Proprietà/Gestione:	Titolarità di concessione
Roggia Remortina	Terziario	Privato		attivo	Derivazione dal Fontanile Borromeo alimentato dalla Roggia Gabbadera (Naviglio Martesana)	fuori comune	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Renata	Terziario	Privato		(intubata)	Derivazione dal Naviglio Martesana	Fontanile Borromeo	Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana
Roggia Roggione	Terziario	Reticolo minore		attivo	Derivazione F. Lambro	Roggia Matta	Demanio Idrico	No titolarità di concessione
Scolmatore AB	scolmatore	privato		inattivo			Privata / gestione Naviglio Martesana	Utenza Naviglio Martesana

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

Comune di Segrate (MI)

Reticolo idrografico

Tab. 2: fontanili

Denominazione corrente	Classificazione ai sensi D.G.R. 7/7868/02 e s.m.i.	Stato di attività e caratteristiche testa	Caratteristiche asta	Recapito
Fontanile Bandito	-	Testa tombinata inattiva.	Prima parte dell'asta tombinata	Canale Adduttore B
Fontanile Bareggiate	Privato	Inattivo	L'asta viene utilizzata dalla Roggia Calchera	
Fontanile Borromeo	Privato	Testa parzialmente interrata	Tratti di asta inattivi. Alimentata dalla Roggia Gabbadera e Roggia Renata	Fontanile Trebianella
Fontanile Canevari	Privato	Testa tombinata inattiva.	Prima parte dell'asta intubata. Alimentato dalla Roggia Landriana e Roggia Lucina	Fontanile Nirona
Fontanile Commendino	-	Testa inattiva, morfologicamente evidente	Asta inattiva. Alimentato dal Canale Adduttore B	Fontanile Nirona
Fontanile dei Frati	-	due teste. Testa a monte della SP103 inattiva, testa a valle della SP 103 alimentata dalla Roggia Ciocca	Asta inattiva in connessione con la Roggia Gabbadera	
Fontanile Fontanelle Sgraffignone	Reticolo minore	Testa non accessibile	Alimentato dal Cavo Cavetto e dal Canale Adduttore B	Cavo Novegro
Fontanile Marcellina	-	Inattivo. Testa parzialmente interrata in Pioltello.	Asta in stato di abbandono ed in parte interrata	Roggia Calchera
Fontanile Matto di San Carlo	Reticolo minore	Testa inattiva	Asta inattiva. Alimentato dalla Roggia Roggione	Roggia Matta
Fontanile Melghera	Reticolo minore	testa interrata	Prima parte dell'asta interrata. Alimentato da F. Lambro tramite partitore	Fontanile Olgia Vecchia
Fontanile Nirona	-	testa interrata	Asta inattiva, inizialmente interrata	Cavo Tregarezzo
Fontanile Olgetta	-	testa interrata	Prima parte asta inattiva, seconda parte è utilizzata dal Fontanile	Fontanile Olgia Vecchia

Comune di Segrate (MI)

Reticolo idrografico

Denominazione corrente	Classificazione ai sensi D.G.R. 7/7868/02 e s.m.i.	Stato di attività e caratteristiche testa	Caratteristiche asta	Recapito
			Melghera	
Fontanile Olgia Vecchia	Reticolo minore	testa interrata	prima parte dell'asta interrata. Alimentata dalle acque di scarico del Laghetto Milano 2	Roggia Matta
Fontanile Pirascia	-	testa interrata	Asta inattiva in connessione con i tratti inattivi della Roggia Ottolino-Seminario	Roggia Molina
Fontanile San Giuseppe	Privato	Inattivo. Testa in Vimodrone, Milano	Probabilmente alimentato dalla Roggia Roggione, dalla Roggia Cotta e dal F.le San Marco.	Terziario ed adacquatori
Fontanile Seminario	-	testa interrata	Asta inattiva	
Fontanile Simonetta	Privato	testa parzialmente interrata	Asta interrata nella parte iniziale. Alimentato dalla Roggia Gabbadera e dal Cavo Spagnolo	Fontanile Borromeo

Di seguito sono riportate delle brevi descrizioni dei corsi d'acqua più importanti.

7.1.1 Cavo Nirona (Fontanile Nirona)

La testa e la prima parte dell'asta (fino alla S.P. 103) sono interrate e non più attive. Riceve acqua dai Fontanili Commendino e Canevari e termina nel Cavo Tregarezzo.

Scorre tombinato a partire dal parco adiacente al lago della Cava Trombetta e si ipotizza una portata massima di circa 300 l/s derivante da apporti meteorici delle aree adiacenti.



Figura 7-1 - Cavo Nirona inizio tratto tombinato

7.1.2 Canale Adduttore A

E' un canale derivatore che si origina dal Naviglio Martesana e recapita nel Cavo Marocco di Robbiano, da esso dipartono il Cavo Novegro e il Cavo Spagnolo, raccoglie anche scarichi di acque meteoriche.

L'alveo è in gran parte artificiale a sezione trapezoidale o scatolare interrato e per brevi tratti naturale.

La portata prelevata dal Naviglio Martesana è di circa 1300 l/s, la portata nell'area interessata dall'intervento è di circa 1700 l/s.



Figura 7-2 - Canale Adduttore A fine tratto tombinato e inizio alveo naturale

7.1.3 *Roggia Gabbadera (Fontanile Gabbadera)*

Ha origine da un fontanile e l'asta viene utilizzata dalla Roggia Ciocca, porta acqua alle aste dei Fontanili Borromeo e Simonetta. Per i tratti che interferiscono con il tracciato della viabilità in progetto è stata stimata una portata a piene rive di circa 1000 l/s.



Figura 7-3 - Roggia Gabbadera a valle del Cavo Spagnolo



Figura 7-4 - Roggia Gabbadera a monte alimentazione fontanili Borromeo e Simonetta

7.1.4 *Cavo Spagnolo*

Deriva dal Canale Adduttore A, termina nel Fontanile Simonetta e nel Fontanile Rugacesio, in ottimo stato di manutenzione sia diramatore che adacquatori. Poiché si tratta di un canale terziario si ipotizza una portata massima di 500 l/s.



Figura 7-5 - Cavo Spagnolo



Figura 7-6 - Cavo Spagnolo attraversamento su Fontanile Simonetta

7.1.5 Fontanile Simonetta

Asta e testa parzialmente interrata, riceve acqua dalla Roggia Gabbadera e dal Cavo Spagnolo, prosegue con alveo in ottimo stato di manutenzione quando riceve le acque dalla Roggia Gabbadera. La portata è di circa 250 l/s.



Figura 7-7 - Fontanile Simonetta a valle del manufatto di alimentazione da Roggia Gabbadera

7.1.6 Fontanile Borromeo

Asta e testa parzialmente interrata, riceve acqua dalla Roggia Gabbadera e dalla Roggia Renata nonché scarichi di Segrate e San Felice. Cede acqua ai cavi Marocco e Remortina. Termina nel Fontanile Trebianella. La portata nell'area di intervento è di circa 250 l/s.



Figura 7-8 - Fontanile Borromeo a valle del manufatto di alimentazione da Roggia Gabbadera

7.1.7 Roggia Calchera

Ha origine dal Naviglio Martesana ed ha usi irrigui anche se probabilmente riceve scarichi civili e industriali di Vimodrone, Segrate, Pioltello nonché apporti dal Fontanile Sala. Nell'area interessata dall'intervento la portata è di circa 800 l/s

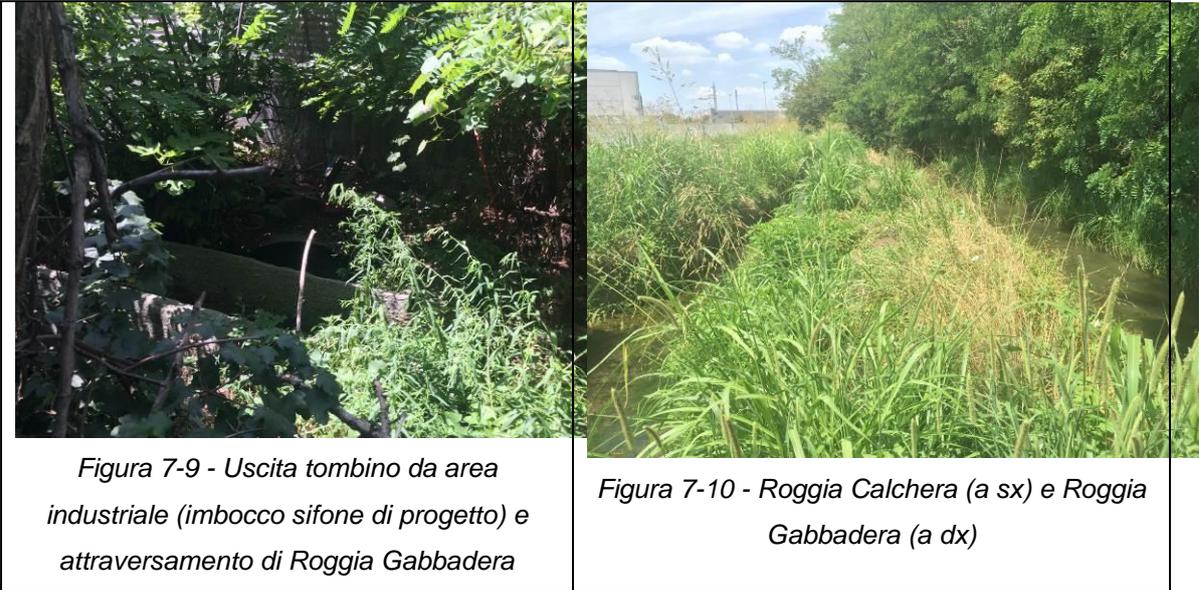


Figura 7-9 - Uscita tombino da area industriale (imbocco sifone di progetto) e attraversamento di Roggia Gabbadera

Figura 7-10 - Roggia Calchera (a sx) e Roggia Gabbadera (a dx)

7.1.8 Fontanile Marcellina

Testa in comune di Pioltello parzialmente interrata e asta in stato di abbandono ed in parte interrata. Può ricevere acqua dal Fontanile Paola a sua volta inattivo alimentato dalle Rogge Volpina e Arzona. Termina nella Roggia Calchera.



Figura 7-11 - Fontanile Marcellina

7.1.9 Roggia Renata

Origina dal Naviglio Martesana con una portata di circa 800 l/s, scorre in gran parte tombinata nel Comune di Pioltello.



7.1.10 Roggia Volpina

Origina dal Naviglio Martesana con una portata di circa 500 l/s, ed ha scopi irrigui.

7.1.11 Roggia Arzona

Origina dal Naviglio Martesana con una portata di circa 500 l/s, ed ha scopi irrigui.

7.2 Verifica attraversamenti

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle portate a piene rive stimate per i corsi d'acqua interferiti.

Nel caso dei canali con funzione irrigua tale dato non è significativo dal momento che la portata è sempre regolata a monte entro limiti ben definiti.

La portata a piene rive è stata determinata in condizioni di moto uniforme con la formula di Chezy sulla base della sezione idraulica del canale, della sua pendenza e adottando un coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler pari a 40.

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

Tratto	b fosso[m]	B fosso[m]	Altezza fosso [m]	Pendenza[m/m]	A 100% [m ²]	R 100% [m]	V100% [m/s]	Q100% [m ³ /s]	Q100% [l/s]
Canale Adduttore A	1.50	2.7	0.600	0.001	1.260	0.394	0.68	0.8567	856.7
Roggia Gabbadera A	0.70	1.9	0.600	0.002	0.780	0.325	0.91	0.7079	707.9
Roggia Gabbadera B	1.00	2.6	0.800	0.001	1.440	0.441	0.73	1.0559	1055.9
Roggia Gabbadera C	1.00	2.6	0.800	0.001	1.440	0.441	0.73	1.0559	1055.9
Roggia Gabbadera D	2.00	3	0.500	0.001	1.250	0.366	0.65	0.8092	809.2
Fontanile Simonetta	1.00	2.4	0.700	0.001	1.190	0.399	0.69	0.8163	816.3
Cavo Spagnolo 1	1.00	2	0.500	0.001	0.750	0.311	0.58	0.4352	435.2
Cavo Spagnolo 2	1.00	2	0.500	0.002	0.750	0.311	0.82	0.6154	615.4
Fontanile Borromeo	2.00	3.2	0.600	0.001	1.560	0.422	0.71	1.1101	1110.1
Roggia Volpina A	1.00	2.2	0.600	0.003	0.960	0.356	1.10	1.0564	1056.4
Roggia Volpina B	1.00	2.2	0.600	0.002	0.960	0.356	0.90	0.8625	862.5
Roggia Volpina C	1.00	2.2	0.600	0.002	0.960	0.356	0.90	0.8625	862.5
Roggia Volpina D	1.00	2.2	0.600	0.001	0.960	0.356	0.72	0.6954	695.4
Roggia Volpina E	1.00	2.2	0.600	0.001	0.960	0.356	0.64	0.6099	609.9
Roggia Calchera	1.00	2.4	0.700	0.001	1.190	0.399	0.69	0.8163	816.3
Canale irriguo 1a	1.00	2.2	0.600	0.001	0.960	0.356	0.64	0.6099	609.9
Canale irriguo 1b	1.00	2.2	0.600	0.001	0.960	0.356	0.64	0.6099	609.9
Canale irriguo 2	1.00	2.2	0.600	0.002	0.960	0.356	0.90	0.8625	862.5
Canale irriguo 3	1.00	2.2	0.600	0.002	0.960	0.356	0.90	0.8625	862.5
Fontanile Marcellina	1.00	2	0.500	0.001	0.750	0.311	0.58	0.4352	435.2

Una volta valutate le portate massime convogliabili sono stati dimensionati i manufatti di attraversamento del tracciato principale e dei tratti secondari.

Sono presenti attraversamenti scatolari, circolari ed un ponte canale, la massima portata transitabile è stata calcolata tramite la formula di Chezy considerando un riempimento del 100%.

Indicando con:

- A [m²] e R [m] rispettivamente area e raggio idraulico della sezione;
- i [m/m] la pendenza longitudinale;
- k_s [m^{1/3}/s] il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler.

si ottiene la portata massima convogliabile secondo la formulazione:

$$Q_{max} = AK_s R^{2/3} i^{1/2}$$

7-1

Fissato il coefficiente di scabrezza pari k_s a 70 m^{1/3}/s e la pendenza longitudinale i, sono state valutate le dimensioni in modo tale da avere portate maggiori o al più uguali a quelle di progetto, ovvero quelle dei canali scoperti illustrate nel precedente paragrafo. I diversi tratti dei corsi d'acqua sono quelli illustrati negli elaborati B.02.02.02-3-4 - Planimetria e profili deviazioni.

	Corso d'acqua interessato	b [m]	h [m]	i [m/m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	v [m/s]	Q [m ³ /s]	Q max riempimento [l/s]
ATO1 a	Canale Adduttore A	2	1	0.01	2	4	0.50	4.41	8.82	8819.45
ATO6 a	Roggia Gabbadera e Fontanile Borromeo	2	1	0.001	2	4	0.50	1.39	2.79	2788.95

Tabella 7.2 – Verifiche attraversamenti scatolari

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

	Corso d'acqua interessato	b [m]	h [m]	i [m/m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	Q max riempimento [l/s]
AT02	Deviazione canale Via Cellini	2,5	2,3	0,001	5,75	7,1	0,81	11058,74

Tabella 7.3 – Verifica ponte canale

	Corso d'acqua interessato	D [m]		i [m/m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	v [m/s]	Q [m ³ /s]	Q max riempimento [l/s]
AT03	Roggia Gabbadera A	1		0.13	0.785398	3.141593	0.25	10.02	7.87	7866.59
AT04	Roggia Gabbadera A	1		0.1	0.785398	3.141593	0.25	8.78	6.90	6899.45
AT08	Roggia Volpina C	1		0.006	0.785398	3.141593	0.25	2.15	1.69	1690.01
AT11	Canale Irriguo 1	1		0.005	0.785398	3.141593	0.25	1.96	1.54	1542.76
AT16	Roggia Volpina D	1		0.005	0.785398	3.141593	0.25	1.96	1.54	1542.76
AT19	Canale Irriguo 3	1		0.006	0.785398	3.141593	0.25	2.15	1.69	1690.01
AT20	Roggia Gabbadera D	1		0.002	0.785398	3.141593	0.25	1.24	0.98	975.73

Tabella 7.4 – Verifica attraversamenti circolari

	Corso d'acqua interessato	b [m]	h [m]	D (m)	L (m)	Q [m ³ /s]	Delta disponibile [m]	Delta perdite di carico [m]
AT01	Cavo Nirona	2	2		44	350.00	0.23	0.00
AT05	Cavo spagnolo 1			1	16	435.16	0.03	0.02
AT06	Roggia Gabbadera A	1	1		34	707.89	0.20	0.11
AT07	Cavo spagnolo 2	1	1		19	615.40	0.14	0.06
AT10	Canale irriguo 2	2	2		54	862.52	0.01	0.01
AT12	Canale irriguo 1	2	2		64	609.89	0.17	0.00
AT13	Roggia Calchera	2	2		60	816.28	0.01	0.01
AT14	Roggia Gabbadera C	2	2		35	1055.87	0.12	0.01
AT15	Roggia Volpina E	2	2		44	609.89	0.19	0.00
AT16	Roggia Volpina D			1	39	695.38	0.10	0.08
AT17	Roggia Volpina B	2	2		32	862.52	0.18	0.01
AT18	Roggia Volpina E	2	2		20	609.89	0.06	0.00

Tabella 7.5 – Verifica sifoni

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

AT01		AT05		AT06		AT07		AT10		AT12	
strikler	70										
b	2	D	1	b	1	b	1	b	2	b	2
h	2			h	1	h	1	h	2	h	2
V	0.09	V	0.55	V	0.71	V	0.62	V	0.22	V	0.15
Q	0.35	Q	0.44	Q	0.71	Q	0.62	Q	0.86	Q	0.61
L	44	L	16	L	34	L	19	L	54	L	64
J	0.0000	J	0.0004	J	0.0026	J	0.0020	J	0.0001	J	0.0000
K	1	K	1	K	1	K	1	K	1	K	1
Delta h	0.00	Delta h	0.02	Delta h	0.11	Delta h	0.06	Delta h	0.01	Delta h	0.00
C	62.36	C	55.56	C	55.56	C	55.56	C	62.36	C	62.36
Ks	70										
b	2	D	1.000	b	1	b	1	b	2	b	2
h	2	V	0.55	h	1	h	1	h	2	h	2
P	8.00	Q	0.44	P	4.00	P	4.00	P	8.00	P	8.00
A	4.00	A	0.79	A	1.00	A	1.00	A	4.00	A	4.00
Ri	0.500	J	0.0004	Ri	0.250	Ri	0.250	Ri	0.500	Ri	0.500
V	0.09			V	0.71	V	0.62	V	0.22	V	0.15
Q	0.35			Q	0.71	Q	0.62	Q	0.86	Q	0.61
J	0.0000			J	0.0026	J	0.0020	J	0.0001	J	0.0000
AT13		AT14		AT15		AT16		AT17		AT18	
strikler	70										
b	2	b	2	b	2	D	1	b	2	b	2
h	2	h	2	h	2			h	2	h	2
V	0.20	V	0.26	V	0.15	V	0.89	V	0.22	V	0.15
Q	0.82	Q	1.06	Q	0.61	Q	0.70	Q	0.86	Q	0.61
L	60	L	35	L	44	L	39	L	32	L	20
J	0.0001	J	0.0001	J	0.0000	J	0.0010	J	0.0001	J	0.0000
K	1	K	1	K	1	K	1	K	1	K	1
Delta h	0.01	Delta h	0.01	Delta h	0.00	Delta h	0.08	Delta h	0.01	Delta h	0.00
C	62.36	C	62.36	C	62.36	C	55.56	C	62.36	C	62.36
Ks	70										
b	2	b	2	b	2	D	1.000	b	2	b	2
h	2	h	2	h	2	V	0.89	h	2	h	2
P	8.00	P	8.00	P	8.00	Q	0.70	P	8.00	P	8.00
A	4.00	A	4.00	A	4.00	A	0.79	A	4.00	A	4.00
Ri	0.500	Ri	0.500	Ri	0.500	J	0.0010	Ri	0.500	Ri	0.500
V	0.20	V	0.26	V	0.15			V	0.22	V	0.15
Q	0.82	Q	1.06	Q	0.61			Q	0.86	Q	0.61
J	0.0001	J	0.0001	J	0.0000			J	0.0001	J	0.0000

Tabella 7.6 – Perdite di carico sifoni

8 RELAZIONE IDROLOGICA

La stima delle portate di piena che la rete di drenaggio di piattaforma deve essere in grado di convogliare e smaltire è stata condotta con opportuni metodi di trasformazione afflussi - deflussi, che consentono di definire l'entità delle suddette grandezze idrauliche con assegnata probabilità di accadimento, a partire da eventi pluviometrici caratterizzati dalla medesima probabilità.

Gli eventi pluviometrici che interessano in questo tipo di studio sono quelli di breve durata e forte intensità. Lo studio delle piogge intense consiste nella ricerca della cosiddetta curva di possibilità pluviometrica, che si rappresenta con l'espressione di tipo monomio:

$$h = a t^n$$

dove h è l'altezza di pioggia in mm, t la durata delle piogge espresse in ore ed a e n due parametri variabili in relazione alle caratteristiche pluviometriche dell'area.

I parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica sono stati estrapolati dalla Relazione Idrologica dell'Autostrada Pedemontana Lombarda, in cui erano state individuate le curve relative alle varie tratte in cui era suddiviso il tracciato, in particolare di interesse per lo scopo della presente erano i valori riferibili alla tratta C.

Per la stima degli afflussi sono stati quindi utilizzati i seguenti parametri della curva $h=at^n$ validi per un tempo di ritorno pari a 25 anni.

$$a = 62$$

$$n' = 0,51 (t < 1h)$$

$$n = 0,28 (t > 1h)$$

Tali valori sono stati confrontati con quelli elaborati da ARPA Lombardia sulla base dei dati e validi per la località in esame per durate di pioggia comprese tra 1 e 24 ore.



Calcolo della linea segnatrice 1-24 ore

Località: *Segrate*

Coordinate

Linea segnatrice

Tempo di ritorno (anni) **25**

Parametri ricavati da: <http://idro.arpalombardia.it>

A1 - Coefficiente pluviometrico orario 30.33

N - Coefficiente di scala 0.29890001

GEV - parametro alpha 0.29570001

GEV - parametro kappa -0.0334

GEV - parametro epsilon 0.81889999

Evento pluviometrico

Durata dell'evento [ore]

Precipitazione cumulata [mm]

Formulazione analitica

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\}$$

Bibliografia ARPA Lombardia:

<http://idro.arpalombardia.it/manual/isp.pdf>

http://idro.arpalombardia.it/manual/STBADA_report.pdf

Tabella delle precipitazioni previste al variare delle durate e dei tempi di ritorno

Tr	2	5	10	20	50	100	200	25
wT	0.92794	1.27373	1.50998	1.74223	2.05126	2.28923	2.53191	1.8170755
Durata (ore)	TR 2 anni	TR 5 anni	TR 10 anni	TR 20 anni	TR 50 anni	TR 100 anni	TR 200 anni	TR 25 anni
1	28.1	38.6	45.8	52.8	62.2	69.4	76.8	55.1119
2	34.6	47.5	56.3	65.0	76.5	85.4	94.5	67.798995
3	39.1	53.6	63.6	73.4	86.4	96.4	106.6	76.534444
4	42.6	58.5	69.3	80.0	94.2	105.1	116.2	83.406735
5	45.5	62.5	74.1	85.5	100.7	112.3	124.2	89.15948
6	48.1	66.0	78.2	90.3	106.3	118.6	131.2	94.153139
7	50.3	69.1	81.9	94.5	111.3	124.2	137.4	98.592799
8	52.4	71.9	85.3	98.4	115.8	129.3	143.0	102.60747
9	54.3	74.5	88.3	101.9	120.0	133.9	148.1	106.28414
10	56.0	76.9	91.1	105.2	123.8	138.2	152.8	109.68453
11	57.6	79.1	93.8	108.2	127.4	142.2	157.3	112.85419
12	59.2	81.2	96.3	111.1	130.8	145.9	161.4	115.82776
13	60.6	83.2	98.6	113.7	133.9	149.5	165.3	118.63233
14	61.9	85.0	100.8	116.3	136.9	152.8	169.0	121.28946
15	63.2	86.8	102.9	118.7	139.8	156.0	172.5	123.81666
16	64.5	88.5	104.9	121.0	142.5	159.0	175.9	126.22834
17	65.6	90.1	106.8	123.2	145.1	161.9	179.1	128.53653
18	66.8	91.7	108.7	125.4	147.6	164.7	182.2	130.7514
19	67.9	93.1	110.4	127.4	150.0	167.4	185.2	132.8816
20	68.9	94.6	112.1	129.4	152.3	170.0	188.0	134.93458
21	69.9	96.0	113.8	131.3	154.6	172.5	190.8	136.9168
22	70.9	97.3	115.4	133.1	156.7	174.9	193.5	138.8339
23	71.8	98.6	116.9	134.9	158.8	177.2	196.0	140.69085
24	72.8	99.9	118.4	136.6	160.9	179.5	198.5	142.49202

Dalla tabella sopra riportata si ricavano i parametri della curva $h=at^n$ per eventi con tempo di ritorno pari a 25 anni e durata compresa tra 1 e 24 ore.

	Tr25
a	55.1119
n	0.2989

Nella progettazione dei sistemi di drenaggio è però necessario far riferimento agli eventi meteorici di breve durata: essi sono infatti commisurati al tempo di risposta relativamente breve (largamente inferiore all'ora) del bacino in esame.

La curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora è stata quindi ottenuta tramite regressione utilizzando i coefficienti riduttivi del pluviografo Milano Monviso.

Coefficienti riduttivi pluviografo Milano Monviso									
Durata (min)	1	2	3	4	5	10	15	30	45
r	0,13	0,18	0,229	0,272	0,322	0,489	0,601	0,811	0,913

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

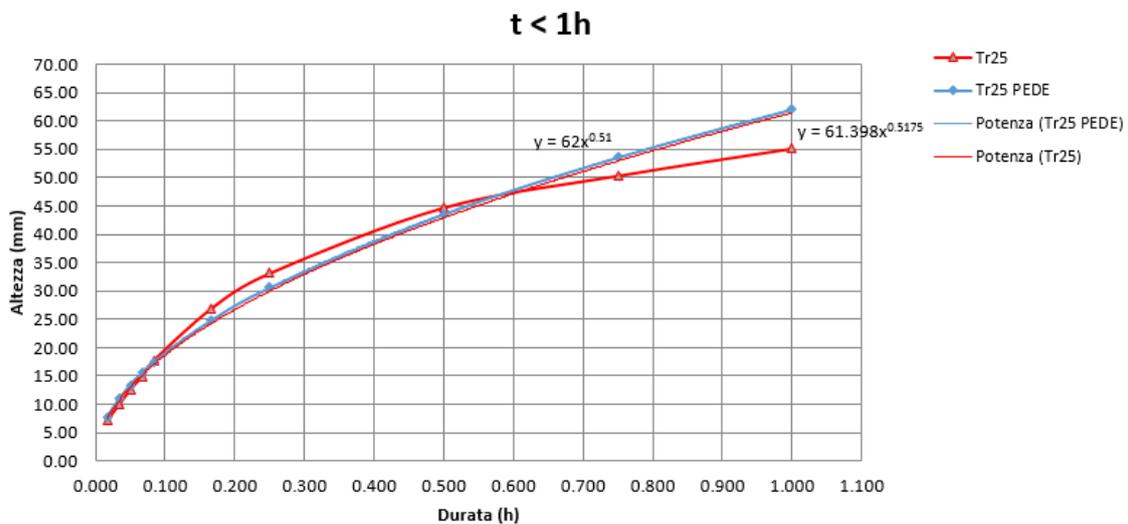
PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

Nella tabella seguente sono riportate le altezze di pioggia così ridotte:

t (h)	h Tr25
0.017	7.16
0.033	9.92
0.050	12.62
0.067	14.99
0.083	17.75
0.167	26.95
0.250	33.12
0.500	44.70
0.750	50.32
1.000	55.11

Da cui si ottiene il grafico seguente dove sono rappresentate le altezze di pioggia per durate inferiori all'ora, la curva interpolante tali valori e la curva corrispondente ai valori ricavati dallo studio idrologico della Pedemontana.



Come è evidente c'è un'ottima corrispondenza tra i valori delle due curve.

Ugualmente si è eseguito il confronto tra le curve di durata superiore all'ora da cui si verifica che la curva assunta a base della progettazione sovrastima leggermente le precipitazioni.

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103 "ANTICA DI CASSANO" 1° LOTTO – 2° STRALCIO TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione idrologica ed idraulica

