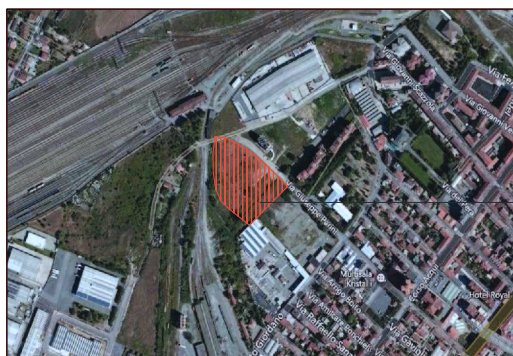


COMUNE DI ALESSANDRIA

PROVINCIA DI ALESSANDRIA



area in oggetto

IL PROGETTISTA:

PROPONENTE:

Dott. Arch. Sergio CAMILLI

Iscritto all'Albo ARCHITETTI P.P.C. n.485
Via Modena n.70
15121 - ALESSANDRIA

Ethos Engineering s.r.l.

Via San Giacomo della Vittoria n.64
15121 - ALESSANDRIA

Cooperativa Edilizia L'Oasi

Via Montebellina, 28
12051 - ALBA (CN)

**Società Immobiliare Futuro
di Martini Chiaffredo e C. s.a.s.**

Via Montebellina, 28
12051 - ALBA (CN)

TITOLO DELL'OPERA:

PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO

PI T1 - via Scazzola

OGGETTO DELLA RELAZIONE:

RELAZIONE TECNICA RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

RELAZIONE N.

10

DATA

28/10/2015

INDICE

1. PREMESSA	2
2. ANALISI IDROLOGICA IDRAULICA RETE DI SMALTIMENTO ACQUE GRIGIE.....	2
2.1. Analisi idrologica e stima dei deflussi nella rete in progetto.....	2
2.2. Tempo di corrivazione della rete fognaria	4
2.3. Coefficiente di deflusso superfici di scolo.....	5
2.4. Determinazione della portata massima transitante nella rete fognaria	6
2.5. Analisi idraulica rete fognaria.....	6
2.6. Dimensionamento passo griglie pozzetti	7
3. MATERIALI USATI E METODI DI POSA.....	7
4. DIMENSIONAMENTO TRINCEA DRENANTE.....	10
5. DIMENSIONAMENTO VASCA DI PRIMA PIOGGIA.....	12
6. VERIFICHE DI STABILITA'	15
6.1. Verifica statica	15
6.1.1. Calcolo del carico dovuto al rinterro	15
6.1.2. Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili	16
6.1.3. Sovraccarico distribuito	16
6.1.4. Sovraccarico concentrato.....	17
6.1.5. Calcolo del carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo	17
6.2. Calcoli di verifica.....	17
6.2.1. Tubazioni flessibili – calcolo e verifica dell'inflessione diametrale.....	17
6.2.2. Tubazioni flessibili – calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione	18
6.2.3. Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (buckling)	19
7. ALLEGATI	20
7.1. Allegato 1 – Verifica rete acque grigie	20
7.2. Allegato 2 – Verifica passo griglie pozzetti.....	24
7.3. Allegato 3 – Verifica trincea drenante	25
7.4. Allegato 4 – Verifiche statiche tubazioni.....	26

1. PREMESSA

Il progetto prevede il dimensionamento e la verifica della rete di smaltimento delle acque grigie inerenti al progetto “PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO T1 VIA SCAZZOLA” in Comune di Alessandria.

Il dimensionamento della rete di drenaggio è stato effettuato con il metodo razionale per il calcolo dei deflussi meteorici applicato alla curva di possibilità climatica relativa alla Stazione pluviografica di Alessandria i cui dati sono stati elaborati dall’Autorità di Bacino e pubblicati dalla Regione Piemonte nella D.G.R. 15/07/2002 n. 45-6656.

La rete di smaltimento delle acque meteoriche del piazzale, progettata per tempi di ritorno dei fenomeni temporaleschi $TR = 10$ anni, è costituita da tubazioni in PEAD SN4 avente classe di rigidità circonferenziale SN4 kN/m². I collegamenti saranno realizzati con giunto a bicchiere. I diametri esterni risultano pari a 315 e 400 mm.

Le portate sono poi convogliate in un impianto di trattamento delle acque di prima pioggia progettato secondo le prescrizioni del Regolamento Regionale 24 marzo 2006 n.4 e dimensionato secondo le Norme EN 858-1, ed assicurando il rispetto dei parametri di accettabilità previsti dal Decreto Legislativo n.152 del 03.04.06 per gli scarichi in fognatura pubblica o in acque superficiali.

In particolare l’impianto è costituito da un pozzetto scolmatore di monte, da un manufatto circolare prefabbricato in cemento armato vibrato da interrare (Dissabbiatore-Disoleatore) e da un pozzetto di ispezione/prelievo campioni di valle.

Le acque grigie così trattate verranno poi scaricate all’interno di una trincea drenante ubicata nell’area verde limitrofa. La scelta progettuale di prevedere una trincea drenante è motivata dall’assenza di idoneo recettore nel quale scaricare le acque meteoriche.

2. ANALISI IDROLOGICA IDRAULICA RETE DI SMALTIMENTO ACQUE GRIGIE

Il dimensionamento della rete acque meteoriche è stato effettuato basandosi su un tempo di ritorno del fenomeno temporalesco di riferimento pari a $TR = 10$ anni; tale dato consente di ottenere un buon rapporto costi/benefici anche in considerazione dell’aumento progressivo delle intensità di pioggia per fenomeni di breve durata.

2.1. Analisi idrologica e stima dei deflussi nella rete in progetto

La previsione quantitativa delle piogge nell’area di interesse è stata realizzata attraverso la determinazione della curva di possibilità pluviometrica individuante la relazione che intercorre tra il tempo di pioggia (t) e l’altezza d’acqua piovuta (h), secondo la seguente formulazione:

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

nella quale i termini a ed n sono parametri dipendenti dal tempo di ritorno specificato. La D.G.R. 15/07/2002 n. 45-6656 riporta l'elenco dei valori di tali parametri per i tempi di ritorno 20, 100, 200 e 500 anni, per una serie di stazioni meteorologiche di riferimento. Nel caso in oggetto è stata scelta la stazione meteorologica di Alessandria per la quale sono riportati i seguenti valori di riferimento:

TR (anni)	a	n
20	32.80	0.290
100	42.18	0.282
200	46.23	0.279
500	51.57	0.276

Tabella 1: Parametri idrologici "a" e "n" della stazione pluviografica di Alessandria

Il tempo di ritorno considerato per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio delle acque meteoriche è pari a 10 anni. Non essendo compreso fra i tempi di ritorno presenti nella D.G.R., i valori di a ed n sono stati valutati per estrapolazione dai dati disponibili. Questi ultimi sono stati inseriti in un diagramma semilogaritmico (cfr. Figura 1 e Figura 2) ed interpolati con curva logaritmica best-fitting di cui viene riportata l'equazione.

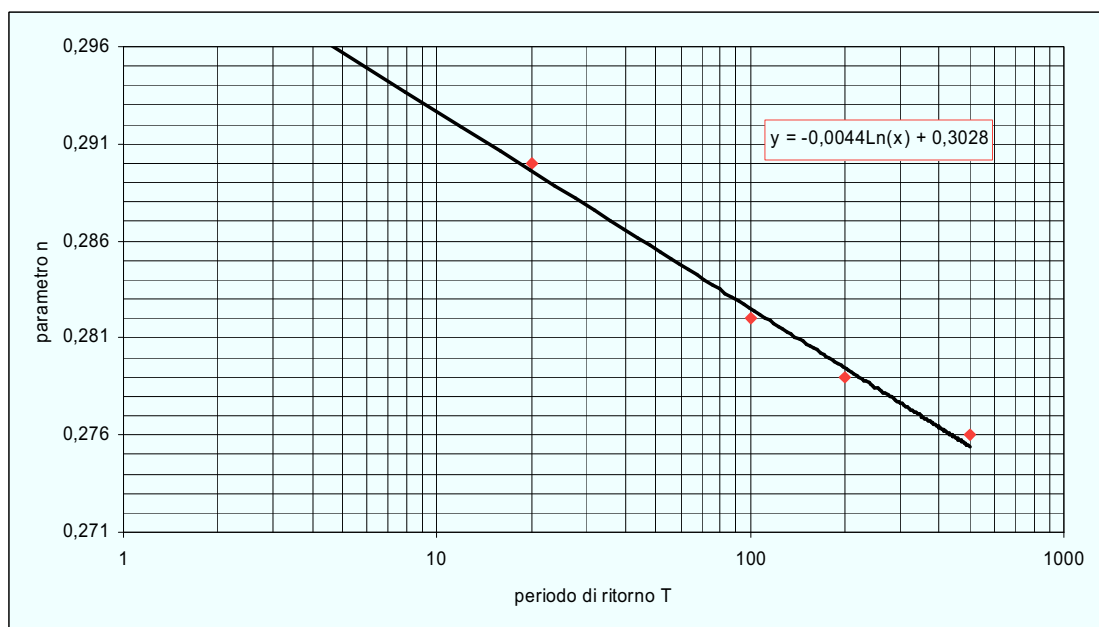


Figura 1 - regressione parametro n per TR = 10 anni

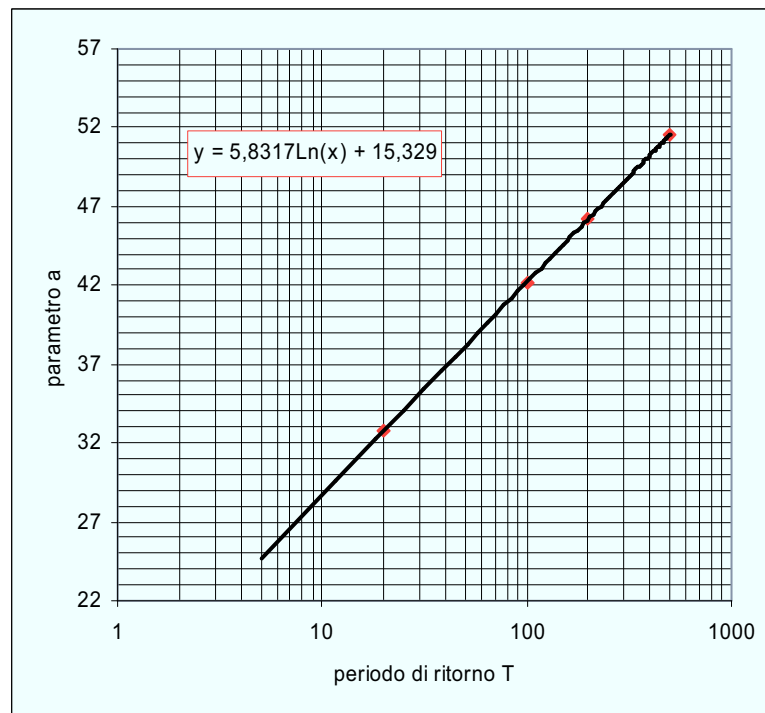


Figura 2 - regressione parametro a per TR = 10 anni

Il prolungamento della curva individua i valori cercati, che risultano essere:
 $a = 28.76$ ed $n = 0.2927$.

2.2. Tempo di corrivazione della rete fognaria

La valutazione del tempo di corrivazione, vale a dire il tempo che l'acqua impiega a compiere il percorso tra il punto del bacino più lontano e una determinata sezione di chiusura della canalizzazione, è stata effettuata tenendo in considerazione il fatto che non è possibile assimilare il comportamento delle superfici di scolo a quelle di un normale bacino idrografico per via della limitata pendenza delle aree afferenti e per l'assenza di una rete idrografica in senso stretto. In questo caso quindi il tempo di corrivazione, più correttamente denominato tempo di concentrazione T_c , è stato calcolato utilizzando la seguente metodologia valida per aree urbanizzate ("Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione" – HOEPLI, 1997):

$$T_c = t_a + t_r$$

dove:

t_a = tempo d'accesso alla rete, valutato dell'ordine di 5' per il primo tratto di tubazione della rete;

t_r = tempo di rete, somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione secondo il percorso più lungo (L) della rete fognaria; $t_r = \sum_i L_i/v_i$;

v = velocità della particella liquida [m/s].

Per i tratti di tubazione successivi al primo si utilizza come tempo di accesso t_a il tempo di concentrazione T_c più elevato dei tratti afferenti a monte, nel caso in cui sia effettivamente più elevato del tempo di accesso calcolato per il tratto di tubazione in esame.

2.3. Coefficiente di deflusso superfici di scolo

La riduzione dell'afflusso (φ) alle rete si considera dovuta al grado di impermeabilità delle superfici e al ritardo degli afflussi dovuto ad ogni tipo di ostacolo. Tali parametri variano a seconda della densità delle costruzioni e della topografia della zona.

Nella tabella seguente vengono riportati i valori del coefficiente di deflusso per alcuni tipi di superfici.

Tipi di superficie	φ
Tetti metallici	0,95
Tetti a tegole	0,90
Tetti piani con rivestimento in calcestruzzo	0,70÷0,80
Tetti piani ricoperti di terra	0,30÷0,40
Pavimentazioni asfaltate	0,85÷0,90
Pavimentazioni in pietra	0,80÷0,85
Massicciata in strade ordinarie	0,40÷0,80
Strade in terra	0,40÷0,60
Zone con ghiaia non compressa	0,15÷0,25
Giardini	0÷0,25
Boschi	0,10÷0,30
Parti centrali di città completamente edificate	0,70÷0,90
Quartieri con pochi spazi liberi	0,50÷0,70
Quartieri con fabbricati radi	0,25÷0,50
Tratti scoperti	0,10÷0,30
Giardini e cimiteri	0,05÷0,25
Terreni coltivati	0,20÷0,60

Tabella 2: Coefficienti di deflusso tipici per aree a diversa destinazione d'uso

Se esistono bacini tributari sarà:

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

Il coefficiente di deflusso adottato, riguardante i piazzali asfaltati è assunto pari a 0,9.

2.4. Determinazione della portata massima transitante nella rete fognaria

La massima portata meteorica defluente nella tubazione fognaria è valutata col metodo razionale, il quale fornisce la seguente espressione:

$$Q_{\max} = \frac{\varphi \cdot S \cdot h \cdot 106}{3600 \cdot T_c}$$

con:

S = superficie del sottobacino [km²];

h = altezza di pioggia [m];

T_c = tempo di corrivazione/concentrazione [ore];

φ = coefficiente medio di deflusso.

Tale metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

- gocce di pioggia cadute contemporaneamente in luoghi diversi del bacino, arrivano alla sezione di chiusura in tempi diversi;
- il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale all'intensità di pioggia caduta in quel punto per il tempo necessario al raggiungimento della sezione di chiusura da parte del contributo stesso;
- tale tempo è caratteristico di ogni singolo punto e rimane costante per tutta la durata del fenomeno pluviometrico.

Ne consegue che le portate massime si ottengono per tempi di pioggia non inferiori al tempo di corrivazione/concentrazione determinati alla sezione di chiusura in esame.

2.5. Analisi idraulica rete fognaria

L'analisi idraulica è relativa alla valutazione del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme all'interno delle tubazioni in cemento armato autoportante di progetto. La formula utilizzata è quella di Gauckler-Strickler valida per deflussi a pelo libero:

$$Q = k_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i_f^{1/2} = k_s \cdot \Omega^{5/3} \cdot B^{3/2} \cdot i_f^{1/2}$$

con:

Q = portata liquida all'interno del tubo o del canale;

k_s = coefficiente di scabrezza pari a 90 m^{1/3} s⁻¹ per tubazioni in PEAD;

Ω = area della sezione di deflusso;

i_f = pendenza tubazione o fosso di scolo;

R = raggio idraulico;

B = perimetro bagnato.

In **Allegato 1** sono riportate le tabelle di verifica relative ai tratti di condotta a differente diametro e inclinazione. In tali tabelle si apprezzano le percentuali di riempimento dei tubi e le velocità.

2.6. Dimensionamento passo griglie pozzetti

I pozzetti in CLS prefabbricati sono dotati di griglie in ghisa Φ 600 mm D400 secondo UNI EN124. Per definire l'interasse di progetto delle griglie, sono state calcolate, mediante metodo razionale, le portate generate da un tratto di piattaforma; la lunghezza della falda di drenaggio è pari all'interasse di progetto. Il tirante generato da tale lama d'acqua, unitamente al perimetro idraulicamente attivo, sono utilizzati come input per la determinazione della portata smaltibile dalla griglia stessa. La relazione utilizzata è la seguente (ASCE e WEF, 1992):

$$Q = 1.66 \cdot P \cdot h^{3/2}$$

dove:

P = perimetro idraulicamente attivo,

h = tirante.

In **allegato 2** è riportata la tabella di dimensionamento del passo delle griglie dei pozzetti in progetto.

3. MATERIALI USATI E METODI DI POSA

Le tubazioni in PEAD utilizzate assicurano bassa rugosità, buona resistenza alle sollecitazioni interne e maggior maneggevoli in fase di posa.

I pozzetti, aventi dimensioni interne 80 cm x 80 cm, sono previsti in CLS prefabbricato e dotati di griglia in ghisa D400.

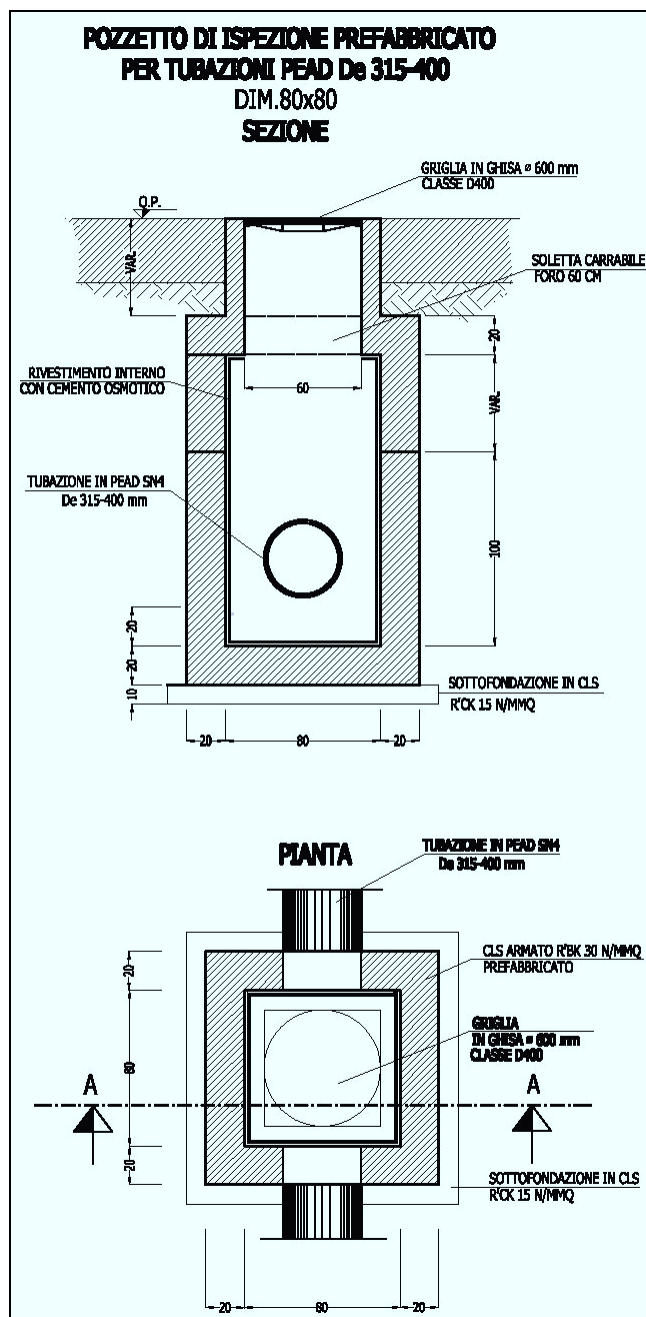


Figura 3 - Pozzetti in CLS prefabbricati

Le tubazioni per installazione interrata devono essere conformi alla specifica normativa di riferimento. Esse devono essere scelte tenendo conto delle caratteristiche di resistenza meccanica ed alla corrosione richieste per assicurare la voluta affidabilità dell'impianto.

Si è definito il criterio di posa ottimale per le tubazioni in PEAD. Si evidenzia come la larghezza del fondo della trincea debba essere almeno pari al diametro della tubazione aumentato di 50 cm.

Il letto di posa non deve essere costituito prima della completa stabilizzazione del fondo della trincea; il materiale più adatto è costituito da sabbia mista a

ghiaia con diametro massimo di 20 mm. Il materiale impiegato deve essere accuratamente compattato in modo da ottenere un indice di densità Proctor $\geq 95\%$. L'appoggio del tubo nel letto di sabbia deve coprire almeno un angolo di 120° , mentre l'altezza del letto di posa sarà uguale a 15 cm.

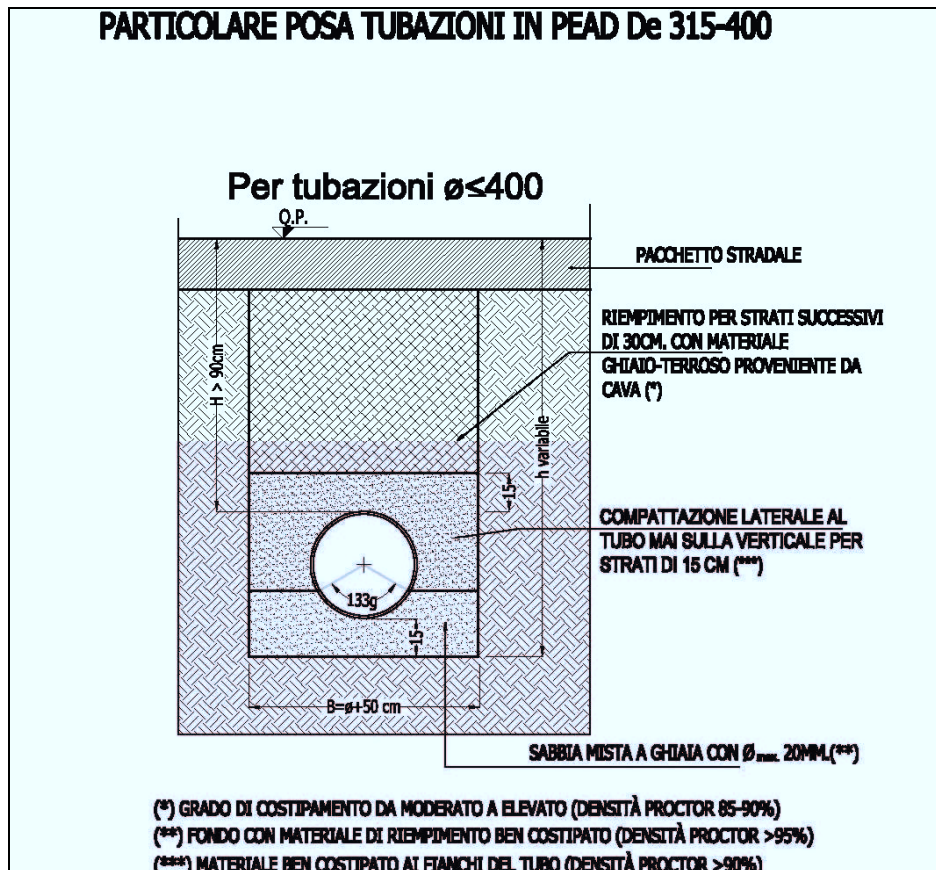


Figura 4 - Modalità di posa tubazioni in PEAD

Prima di procedere alla loro posa in opera, i tubi devono essere controllati uno ad uno per scoprire eventuali difetti. I tubi e i raccordi devono essere sistemati sul letto di posa in modo da avere un contatto continuo con il letto stesso.

Il riempimento della trincea deve essere effettuato con lo stesso materiale del letto di posa, fino alla quota +15 cm al di sopra della generatrice superiore della tubazione.

Le compattazioni vanno eseguite per steps successivi di 15 cm circa, per una densità Proctor pari al 90%, facendo attenzione che tale compattazione avvenga solo lateralmente al tubo, mai verticalmente.

Occorre riporre particolare cura nel verificare che non rimangano zone vuote al di sotto del tubo e che il rinfiango fra tubo e parete dello scavo sia continuo e compatto.

La parte di riempimento rimanente può essere effettuato con il materiale proveniente dallo scavo, depurato degli elementi con diametro superiore a 10 cm e dai frammenti vegetali e animali. La compattazione andrà eseguita per strati successivi di 30 cm con densità Proctor 85 - 90%.

Il progetto prevede la realizzazione di scavi a profondità limitata; in ogni caso la geometria dello scavo, le modalità esecutive e la variabilità dei parametri

geotecnici locali dovranno essere determinate e verificate attentamente in corso d'opera.

Occorre inoltre assicurare la corretta regimazione ed il relativo allontanamento dal fronte di scavo delle acque meteoriche in fase di esecuzione dei lavori, per evitare la saturazione del terreno in prossimità dello scavo stesso e l'eventuale collasso dovuto al calo delle caratteristiche meccaniche di resistenza dei materiali.

4. DIMENSIONAMENTO TRINCEA DRENANTE

Il recettore finale delle acque di prima pioggia trattate e di quelle di seconda pioggia del piazzale è rappresentato da una trincea drenante situata nell'area verde limitrofa al sito oggetto di intervento.

Come detto, la scelta di adottare uno scarico in trincea drenante è dettato dall'assenza di idonei recettori in zona.

In seguito ad una serie di prove geotecniche condotte in un'area limitrofa a quella oggetto dell'intervento è emerso che la superficie libera della falda freatica, riscontrata nel mese di effettuazione delle prove (maggio), è posizionata ad una quota di circa 8.50 m dal piano attuale di campagna e che la stessa è soggetta ad un'escursione stagionale di 3 m. Inoltre dalle prove condotte è emerso che la permeabilità del terreno in sito è pari a $1 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Il dimensionamento di una trincea drenante va eseguito confrontando le portate in arrivo al sistema con la capacità di infiltrazione del terreno e con l'eventuale capacità di immagazzinamento del sistema. Il confronto è espresso con una equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti ed uscenti attraverso il mezzo filtrante, in cui si trascura, per semplicità, il contributo legato alla evaporazione:

$$(Q_p - Q_f) \cdot \Delta T = \Delta W$$

dove:

$Q_p \Rightarrow$ portata in ingresso in m^3/s

$Q_f \Rightarrow$ portata infiltrata in m^3/s

$\Delta T \Rightarrow$ intervallo di tempo in secondi

ΔW variazione del volume invasato nel mezzo filtrante, nell'intervallo ΔT in m^3

La capacità di infiltrazione può essere stimata in prima approssimazione con la legge di Darcy:

$$Q_f = K \cdot J \cdot A$$

dove:

$Q_f \Rightarrow$ portata infiltrata in m^3/s

$K \Rightarrow$ permeabilità in m/s

J => cadente piezometrica in m/m
A superficie netta di infiltrazione in m²

Il valore di permeabilità, desunta da una serie di prove in sito condotte in una zona limitrofa all'area oggetto di intervento, è pari 1*10⁻⁴ m/s.

Prudenzialmente è stata assunta una permeabilità di 1*10⁻⁵ m/s.

La cadente piezometrica può essere assunta pari a 1 qualora il tirante idrico sulla superficie filtrante sia trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie piezometrica della falda sia convenientemente al di sotto del fondo della trincea drenante.

Il progetto della trincea prevede di fissarne la larghezza l e la profondità h, ricavando, dall'equazione di continuità sopra riportata, la lunghezza L.

La variazione di volume invasato può essere determinato con la seguente espressione:

$$\Delta W = L * l * \Delta h * n$$

dove:

L => lunghezza della trincea in m

l => larghezza della trincea in m

h => altezza della trincea in m

n => porosità del materiale di riempimento della trincea assunto pari a 0.30.

La superficie netta di infiltrazione è data dalla seguente espressione:

$$A = L * l + 2 * (L + l) * \Delta h$$

con:

L => lunghezza della trincea in m

l => larghezza della trincea in m

h => altezza della trincea in m

Si ipotizza pertanto una trincea drenante avente larghezza di base pari a 2.00 m, altezza netta di 1.50 m. La lunghezza totale risulta pari a 30.4 m. Si prevede la realizzazione di una trincea di lunghezza 40 m. All'interno della trincea è posizionata una tubazione in PEAD De 400 forata.

In **allegato 3** sono riportati i dimensionamenti della trincea drenante.

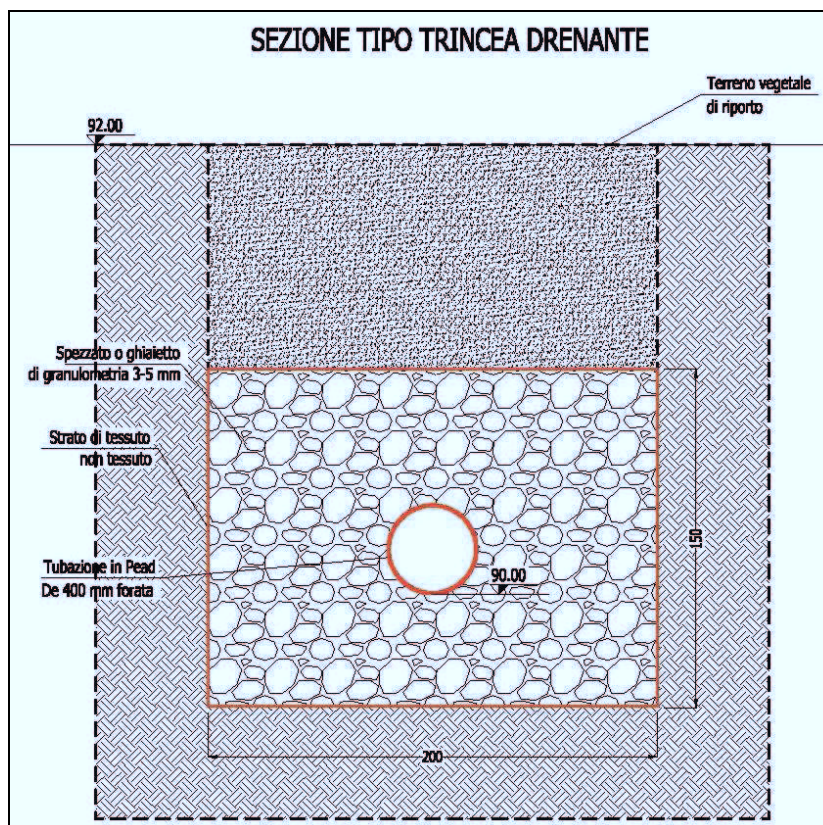


Figura 5 - Sezione tipo trincea drenante

Si riporta una descrizione delle fasi di realizzazione della trincea drenante in progetto:

- stendere un foglio di tessuto non tessuto attorno alle pareti dello scavo;
- realizzare un letto di posa di materiale selezionato (spezzato o ghiaietto di granulometria 3-5 mm) con uno spessore di 10 cm evitando così che a sommità della costola vada a poggiare sul terreno di scavo;
- utilizzare come materiale di riempimento attorno al tubo materiale selezionato (spezzato o ghiaietto di granulometria 3-5 mm);
- effettuare il riempimento con il medesimo fino a 40 cm sopra l'estradosso del tubo;
- coprire la sezione di ricoprimento con il tessuto non tessuto;
- ultimare il riempimento dello scavo con il terreno di riporto.

5. DIMENSIONAMENTO VASCA DI PRIMA PIOGGIA

L'inquinamento prodotto dal dilavamento di acque meteoriche è dovuto essenzialmente alla presenza di sabbia, terriccio ed oli minerali leggeri. Pertanto si prevede la realizzazione un impianto di prima pioggia.

Per il criterio di dimensionamento del drenaggio si fa riferimento al Regolamento Regionale 24 marzo 2006 n.4. La norma sopra citata definisce: "Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera

superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti.

La superficie del bacino di afferenza è pari a 1320 m². Considerando come prima pioggia i 5 mm iniziali che si ipotizza ricadano nei primi 15 minuti, quindi con una piovosità pari a 0.0056 l/(sm²), la portata dell'impianto si determina moltiplicando il coefficiente di piovosità per la superficie scolante:

$$Q = S * i = 1320 \text{ m}^2 * 0.0056 \text{ l/(s m}^2) = 7.4 \text{ l/s}$$

La portata di prima pioggia da trattare è assunta prudenzialmente pari a 12.5 l/s.

In particolare l'impianto è dimensionato secondo le Norme EN 858-1 ed assicura il rispetto dei parametri di accettabilità previsti dal Decreto Legislativo n.152 del 3 aprile 2006 per gli scarichi in fognatura pubblica o in acque superficiali, limitatamente alle sostanze flottanti e ai solidi sedimentabili.

L'impianto è realizzato mediante un manufatto circolare (Dissabbiatore-Disoleatore) prefabbricato in cemento armato vibrato monoblocco classe di resistenza a compressione C45/55 (RCK 55N/mm), conforme alle prescrizioni previste nella norma UNI EN 206-1:2014 per le classi di esposizione XC4 (resistente alla corrosione indotta da carbonatazione), XS3-XD3 (resistente alla corrosione indotta da cloruri anche di provenienza marina), XF3 (resistente all'attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti), XA2 (resistente ad ambienti chimici aggressivi nel suolo naturale e nell'acqua presente nel terreno) ed armature interne in acciaio ad aderenza migliorata e rete elettrosaldata a maglia quadrata di tipo B450C e fibre di acciaio controllate in stabilimento, il tutto conforme al DM 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.

Il manufatto circolare prevede due bacini distinti: quello di dissabbiatura e quello di separazione oli con filtro a coalescenza e munito di dispositivo di scarico con otturatore a galleggiante; questo per impedire la fuoriuscita di oli quando la camera di raccolta è completamente riempita. La copertura è di tipo carrabile, completa di chiusini di ispezione a passo d'uomo in ghisa classe D400.

L'impianto previsto comprende le seguenti fasi di trattamento :

- fase di dissabbiatura-sedimentazione, nella quale avviene la separazione per decantazione dei fanghi pesanti (sabbie e terricci);
- fase di disoleazione gravimetrica, nella quale avviene la separazione per gravità dei liquidi leggeri (oli minerali, idrocarburi in genere); gli stessi, risalenti in superficie verranno con azione immediata catturati e trattenuti da speciali filtri oleoassorbenti (filtri cuscini adsorbioil, a ricambio periodico, idrorepellenti, in grado di catturare e trattenere ognuno fino a 5 kg di oli minerali/idrocarburi);
- fase di filtrazione, nella quale mediante un filtro a coalescenza (in poliestere a canali aperti) avviene la separazione degli oli minerali ed idrocarburi residui.

Si riporta una breve descrizione del funzionamento dell'impianto. Durante l'evento meteorico le acque provenienti dalla rete di smaltimento vengono immesse nel pozzetto scolmatore dove tramite soglie tarate in base alla superficie servita vengono separate le "acque di prima pioggia" dalle successive che essendo diluite come carico inquinante possono essere inviate direttamente al corpo ricettore attraverso la tubazione di by-pass.

Dal pozzetto scolmatore le acque raggiungono il primo vano del manufatto (vano dissabbiatore), mediante decantazione, si accumuleranno sul fondo tutti i fanghi pesanti (terricci, sabbie e morchie). Dal vano dissabbiatore l'acqua passerà poi al vano di disoleazione gravimetrica, dove per effetto fisico di gravità floteranno in superficie gli oli minerali liberi contenuti nell'acqua, i quali con azione immediata verranno catturati e trattenuti da speciali filtri oleoassorbenti posti a pelo libero dell'acqua. Nell'ultimo vano (vano di filtrazione), verranno trattenuti gli oli minerali ed idrocarburi residui, mediante un filtro a coalescenza.

A valle dell'impianto si prevede la posa di un pozzetto di ispezione per il prelievo di campioni.

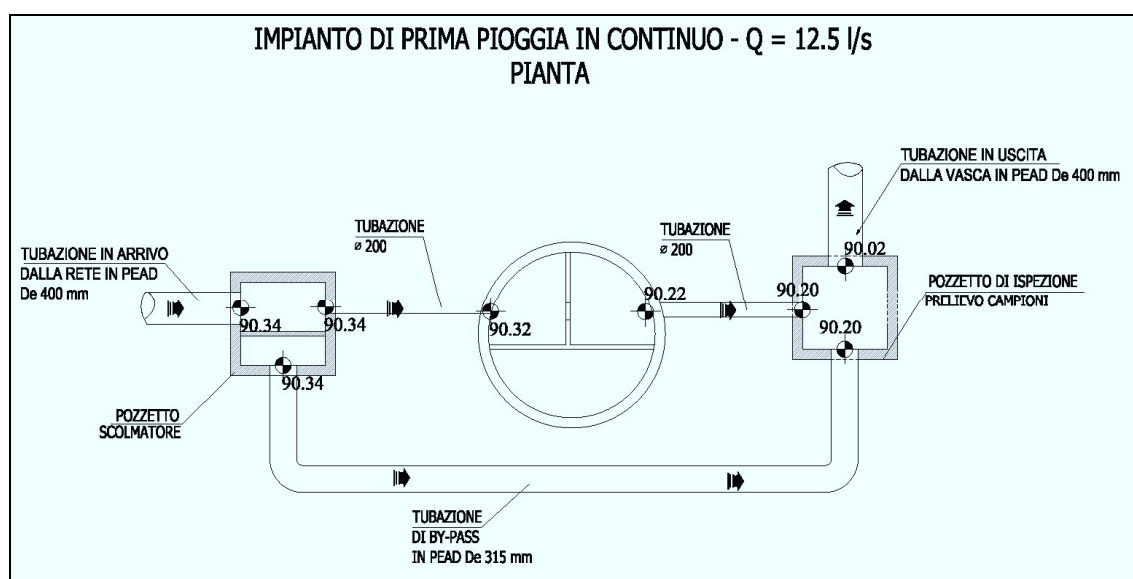


Figura 6 - Vasca di prima pioggia – pianta

Per le acque di scarico che devono rientrare nei limiti di accettabilità previsti dal Decreto Legislativo n.152 del 3 aprile 2006, scarico in acque superficiali, viene impiegato il filtro a coalescenza. Con questo sistema le microparticelle di oli aderiscono ad un particolare materiale coalescente (effetto di assorbimento) e, dopo essersi unite tra loro aumentano la loro dimensione (effetto di coalescenza), e quindi ne viene favorita la flottazione in superficie.

Lo scarico del separatore viene automaticamente chiuso da un otturatore a galleggiante per impedire la fuoriuscita dell'olio quando quest'ultimo arriva ad un determinato livello nella camera di raccolta.

6. VERIFICHE DI STABILITA'

6.1. Verifica statica

Si è definito il criterio di posa ottimale per le tubazioni in PEAD. Si evidenzia come la larghezza del fondo della trincea debba essere almeno pari al diametro della tubazione aumentato di 50 cm.

Come tipologia di tubazioni si è fatto riferimento a tubazioni in PEAD SN4. La verifica statica di una canalizzazione interrata consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, cioè compatibili con il materiale costituente la tubazione e con le esigenze di progetto. Il criterio di verifica da adottare dipende dal comportamento della tubazione nei confronti della deformabilità, cioè dell'elasticità in sito.

Nel caso di tubazioni in materie plastiche, in particolare in PEAD, ci si colloca nel campo delle tubazioni deformabili: occorre quindi verificare lo stato limite di deformazione controllando che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto, che non si superino le tensioni e deformazioni ammissibili per il materiale e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

Determinazione dei carichi ovalizzanti per tubazioni deformabili

Una tubazione interrata risulta sottoposta a carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento, dall'acqua e da eventuali sovraccarichi accidentali. Per effetto dell'ovalizzazione il tubo esercita sul terreno circostante una spinta; la reazione del terreno contrasta l'ovalizzazione della tubazione contribuendo a migliorarne la stabilità.

6.1.1. Calcolo del carico dovuto al rinterro

Le disposizioni per il calcolo del carico dovuto al rinterro, fornite dalla norma UNI 7517/76 rispecchiano le ipotesi e i risultati ottenuti da Spangler [Spangler, 1948]. Tale carico viene calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in trincea stretta o in trincea larga. Si dice che un tubo avente diametro esterno D è posato in trincea stretta quando la larghezza B della trincea a livello della generatrice superiore del tubo e l'altezza H del rinterro al di sopra di questa soddisfano una delle seguenti condizioni:

$$\begin{array}{lll} B \leq 2D & H \geq 1.5B & (1a \text{ condizione}) \\ 2D < B < 3D & H \geq 3.5B & (2a \text{ condizione}) \end{array}$$

Nel caso di tubazioni flessibili, il calcolo del carico dovuto al rinterro non distingue tra un tipo di trincea e l'altra, per cui, secondo normativa si ha l'espressione, valida per tubazioni in PEAD:

$$P_{st} = H \cdot \gamma_t \cdot D \quad [\text{N/m}]$$

con H = altezza rinterro al di sopra della generatrice superiore del tubo [m].
 γ_t = peso specifico del rinterro [valutato cautelativamente pari a 18000 N/m³],

D = diametro esterno del tubo [m].

Qualora il valore del carico fornito dalla relazione precedente fosse inferiore al peso del prisma di terreno sovrastante ($H \cdot \gamma_t \cdot D$), si utilizzerà, come carico del rinterro, quello dato dall'espressione

$$Q_{st} = H \cdot \gamma_t \cdot D$$

trincea larga $Q_{ewt} = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$ [N/m]

$$C_e = 0.1 + 0.85 \cdot \left(\frac{H}{D}\right) + 0.33 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^2$$

per $H/D \leq 2.66$

$$C_e = 0.1 + 1.68 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)$$

per $H/D > 2.66$

con

Q_{ewt} = carico verticale sul tubo (N/m),

C_e = coefficiente di carico del terreno nella posa a trincea larga,

6.1.2. 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 ad un'altezza H sopra la generatrice superiore del tubo, viene calcolato in modo analogo per tubazioni rigide e flessibili, con la teoria di Boussinesq, valida nell'ipotesi di terreno elastico, omogeneo e isotropo. Si effettua in maniera diversa a seconda che si tratti di un sovraccarico verticale distribuito o concentrato.

6.1.3. Sovraccarico distribuito

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

$$P_{vd} = C_d \cdot p_d \cdot D \cdot \varphi$$
 [N/m]

dove:

P_{vd} = carico verticale sulla generatrice superiore del tubo in N/m,

C_d = coefficiente di sovraccarico mobile, funzione delle dimensioni A * L (con A larghezza dell'orma e L lunghezza dell'orma) e dell'altezza H del rinterro; è ricavabile da grafici forniti da normativa,

p_d = sovraccarico mobile distribuito in N/m²,

D = diametro esterno del tubazione in m,

φ = fattore dinamico = $1 + 0.3/H$ con H rinterro.

6.1.4. Sovraccarico concentrato

Il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo PEAD, sempre secondo la UNI 7517, viene determinato con l'espressione:

$$P_{vc} = p_v \cdot D \cdot \varphi \quad [\text{N/m}]$$

p_v = pressione verticale a livello della generatrice superiore del tubo [N/m^2]

D = diametro esterno del tubazione in m

φ = fattore dinamico = $1+0.3/H$ con H rinterro.

6.1.5. 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 relazione seguente, valida sia per tubazioni flessibili che per tubazioni rigide:

$$P_a = 5788 \cdot d^2 \quad [\text{N/m}]$$

con d = diametro interno del tubo [m].

6.2. Calcoli di verifica

Il carico di verifica per le tubazioni in oggetto si dividono in criteri per tubazioni flessibili e per tubazioni rigide.

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 di installazione;
- migliorare le proprietà meccaniche della parete strutturale del tubo;
- una combinazione delle precedenti misure.

6.2.1. Tubazioni flessibili – calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

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

$$\Delta y = \frac{(D_e \cdot P_{ST} + P_V) \cdot K_x \cdot r^3}{E_t \cdot I + 0.061 \cdot K_a \cdot E_s \cdot r^3} + \Delta a$$

con

Δy = inflessione verticale del tubo [cm];

D_e = fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo (valore adimensionale tabellato nella norma AWWA – American Water Works Association, versione C950/88);

P_{ST} = carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza [N/cm];

P_V = carico mobile sul tubo per unità di lunghezza [N/cm];

K_x = coefficiente d'inflessione, che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore d'appoggio del tubo (valore adimensionale tabellato nella norma AWWA – American Water Works Association, versione C950/88);

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

E_{t1} = fattore di rigidità trasversale della tubazione [N cm], $E_t = 100000$ N/cm²;

E_s = modulo elastico del terreno, $E_s = 690$ N/cm²;

$K_a, \Delta a$ = parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0.95 della distribuzione statistica dell'inflessione - valore adimensionale tabellato nella norma AWWA – American Water Works Association, versione C950/88).

Per tubazioni in PEAD l'inflessione diametrale a lungo termine non deve superare il 5% del diametro iniziale della condotta. L'inflessione è fortemente dipendente dal modulo di reazione del terreno 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). Risulta quindi teoricamente più conveniente agire sul miglioramento delle condizioni di posa (sottofondo e rinfiacco) piuttosto che sull'aumento dell'indice di rigidezza delle tubazioni impiegate. Resta tuttavia il fatto non trascurabile che è molto più facile e certo il controllo dell'indice di rigidezza che non delle reali condizioni di posa.

6.2.2. Tubazioni flessibili – calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione

Nel caso di tubazioni a gravità, 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 fissato dalla AWWA – American Water Works Association, versione C950/88, in $\mu = 1.5$:

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

$$\varepsilon = D_f \cdot \left(\frac{\Delta y}{D} \right) \cdot \left(\frac{S}{D} \right) \leq \frac{\varepsilon_{lim}}{\mu}$$

con

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

σ_{lim} = tensione limite ultima;

D_f = fattore di forma. adimensionale, i cui valori sono stati parametrizzati nella norma AWWA – American Water Works Association, versione C950/88, in

funzione dell'indice di rigidezza RG della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro (composizione granulometrica e grado di costipamento);
 ε = deformazione massima risultante;
 ε_{lim} = deformazione limite ultima.
 I valori di σ_{lim} e di ε_{lim} devono essere forniti dalla ditta produttrice della tubazione.

6.2.3. 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 successivamente si ha deformazione a tre lobi, ecc.

La pressione che determina l'instabilità elastica (pressione di buckling) dipende sia dalla rigidezza RG della tubazione sia dal modulo elastico del suolo E_s che circonda la tubazione in quanto il sistema terreno-tubazione si comporta come un'unica entità.

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

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

con

q_a = pressione ammissibile di buckling N/cm²;

F_S = fattore di progettazione, pari a 2.5;

R_w = fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente con $R_w = 1 - 0.33(H_w/H)$ con $0 \leq H_w \leq H$;

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

$$B' = 1/(1+4 \cdot e^{-0.213 \cdot H})$$

H = altezza del rinterro [cm];

H_w = altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione [cm].

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

senza vuoto interno: $60 \leq H$,

con vuoto interno: $120 \leq H$.

L'espressione precedente mostra come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in egual misura dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfianco della tubazione.

Quando si è in presenza di inflessioni diametrali $\Delta y/D$ 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 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:

$$\gamma_w \cdot H_w + R_w \cdot \frac{P_{st}}{D} + P_i \leq q_a$$

con

γ_w = peso specifico dell'acqua N/cm³;

P_i = depressione interna in N/cm² (pressione atmosferica meno pressione assoluta interna).

In presenza di sovraccarichi mobili dovrà risultare:

$$\gamma_w \cdot H_w + R_w \cdot \frac{P_{st}}{D} + \frac{P_v}{D} \leq q_a$$

Se la depressione interna non è una condizione di regime, ma è causata da transitori idraulici come nel caso in oggetto, non si considera l'azione contemporanea della depressione e dei carichi mobili.

Nell'**allegato 4** sono riportati i risultati delle verifiche statiche delle tubazioni.

7. ALLEGATI

7.1. Allegato 1 – Verifica rete acque grigie

Tubazione in PEAD SN4 De 315 TRATTO PA-PB	
ANALISI IDROLOGICA	
Località	Alessandria
Superficie bacino (ha)	0.02990
L asta principale (m)	20
v particella liquida ipotizzata (m/s)	0.678
coefficiente di deflusso f	0.9
a (mm)	28.76
n (-)	0.2927
T di concentrazione	
tempo di rete $T_r = L/v$ (s)	29.489
Ta tempo d'accesso (s)	300.000
$T_c = T_r + t_a$ (s)	329.489
$T_c = T_r + t_a$ (h)	0.092
portata massima Q max (mc/s)	0.01
portata massima Q max (l/s)	11.7
coefficiente udometrico U (l/s, hmq)	390
ANALISI IDRAULICA - tubazione collegamento	

pendenza tubazione i_t	0.0030
coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	90
D tubazione (m)	0.273
portata corrente a bocca piena Q_0 (mc/s)	0.048
velocità corrente a bocca piena U_0 (m/s)	0.82
rapporto di portata Q/Q_0	0.242
grado di riempimento y/D	0.335
rapporto di velocità v/v_0	0.8238
altezza pelo libero y (m)	0.09
velocità corrente v (m/s)	0.678

Tubazione in PEAD SN4 De 400 TRATTO PB-PC	
ANALISI IDROLOGICA	
Località	Alessandria
Superficie bacino (ha)	0.07040
L asta principale (m)	20
v particella liquida ipotizzata (m/s)	0.834
coefficiente di deflusso f	0.9
a (mm)	28.76
n (-)	0.2927
T di concentrazione	
tempo di rete $T_r = L/v$ (s)	23.977
Ta tempo d'accesso (s)	329.489
$T_c = T_r + t_a$ (s)	353.466
$T_c = T_r + t_a$ (h)	0.098
portata massima Q max (mc/s)	0.03
portata massima Q max (l/s)	26.1
coefficiente udometrico U (l/s,hmq)	371
ANALISI IDRAULICA - tubazione collegamento	
pendenza tubazione i_t	0.0030
coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	90
D tubazione (m)	0.343
portata corrente a bocca piena Q_0 (mc/s)	0.089
velocità corrente a bocca piena U_0 (m/s)	0.96
rapporto di portata Q/Q_0	0.295
grado di riempimento y/D	0.372
rapporto di velocità v/v_0	0.8702
altezza pelo libero y (m)	0.13
velocità corrente v (m/s)	0.834

Tubazione in PEAD SN4 De 400 TRATTO PC-PD	
ANALISI IDROLOGICA	
Località	Alessandria
Superficie bacino (ha)	0.10760
L asta principale (m)	20

v particella liquida ipotizzata (m/s)	0.924
coefficiente di deflusso f	0.9
a (mm)	28.76
n (-)	0.2927
T di concentrazione	
tempo di rete $Tr = L/v$ (s)	21.650
Ta tempo d'accesso (s)	353.466
$Tc = Tr + ta$ (s)	375.116
$Tc = Tr + ta$ (h)	0.104
portata massima Q max (mc/s)	0.04
portata massima Q max (l/s)	38.3
coefficiente udometrico U (l/s,hmq)	356
ANALISI IDRAULICA - tubazione collegamento	
pendenza tubazione i_t	0.0030
coefficiente di scabrezza ks ($m^{1/3}/s$)	90
D tubazione (m)	0.343
portata corrente a bocca piena Q_0 (mc/s)	0.089
velocità corrente a bocca piena U_0 (m/s)	0.96
rapporto di portata Q/Q_0	0.432
grado di riempimento y/D	0.460
rapporto di velocità v/v_0	0.9637
altezza pelo libero y (m)	0.16
velocità corrente v (m/s)	0.924

Tubazione in PEAD SN4 De 400	
TRATTO PD-PE	
ANALISI IDROLOGICA	
Località	Alessandria
Superficie bacino (ha)	0.13230
L asta principale (m)	8
v particella liquida ipotizzata (m/s)	1.080
coefficiente di deflusso f	0.9
a (mm)	28.76
n (-)	0.2927
T di concentrazione	
tempo di rete $Tr = L/v$ (s)	7.406
Ta tempo d'accesso (s)	375.116
$Tc = Tr + ta$ (s)	382.522
$Tc = Tr + ta$ (h)	0.106
portata massima Q max (mc/s)	0.05
portata massima Q max (l/s)	46.4
coefficiente udometrico U (l/s,hmq)	351
ANALISI IDRAULICA - tubazione collegamento	
pendenza tubazione i_t	0.0040
coefficiente di scabrezza ks ($m^{1/3}/s$)	90
D tubazione (m)	0.343
portata corrente a bocca piena Q_0 (mc/s)	0.102
velocità corrente a bocca piena U_0 (m/s)	1.11

rapporto di portata Q/Q ₀	0.454
grado di riempimento y/D	0.473
rapporto di velocità v/v ₀	0.9759
altezza pelo libero y (m)	0.16
velocità corrente v (m/s)	1.080

Tubazione in PEAD SN4 De 400 TRATTO PE-VASCA	
ANALISI IDROLOGICA	
Località	Alessandria
Superficie bacino (ha)	0.13200
L asta principale (m)	12
v particella liquida ipotizzata (m/s)	1.074
coefficiente di deflusso f	0.9
a (mm)	28.76
n (-)	0.2927
T di concentrazione	
tempo di rete Tr = L/v (s)	11.174
Ta tempo d'accesso (s)	382.522
Tc = Tr + ta (s)	393.696
Tc = Tr + ta (h)	0.109
portata massima Q max (mc/s)	0.05
portata massima Q max (l/s)	45.4
coefficiente udometrico U (l/s,hmq)	344
ANALISI IDRAULICA - tubazione collegamento	
pendenza tubazione i _t	0.0040
coefficiente di scabrezza ks (m ^{1/3} /s)	90
D tubazione (m)	0.343
portata corrente a bocca piena Q ₀ (mc/s)	0.102
velocità corrente a bocca piena U ₀ (m/s)	1.11
rapporto di portata Q/Q ₀	0.444
grado di riempimento y/D	0.467
rapporto di velocità v/v ₀	0.9703
altezza pelo libero y (m)	0.16
velocità corrente v (m/s)	1.074

Tubazione in PEAD SN4 De 315 TUBAZIONE BY-PASS	
ANALISI IDROLOGICA	
Località	Alessandria
Superficie bacino (ha)	0.13200
L asta principale (m)	9
v particella liquida ipotizzata (m/s)	1.767
coefficiente di deflusso f	0.9
a (mm)	28.76
n (-)	0.2927
T di concentrazione	
tempo di rete Tr = L/v (s)	5.093

Ta tempo d'accesso (s)	382.522
Tc = Tr + ta (s)	387.615
Tc = Tr + ta (h)	0.108
portata massima Q max (mc/s)	0.05
portata massima Q max (l/s)	45.9
coefficiente udometrico U (l/s.hmq)	348
ANALISI IDRAULICA - tubazione collegamento	
pendenza tubazione i_t	0.0150
coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	90
D tubazione (m)	0.273
portata corrente a bocca piena Q_0 (mc/s)	0.108
velocità corrente a bocca piena U_0 (m/s)	1.84
rapporto di portata Q/Q_0	0.426
grado di riempimento y/D	0.456
rapporto di velocità v/v_0	0.9600
altezza pelo libero y (m)	0.12
velocità corrente v (m/s)	1.767

7.2. Allegato 2 – Verifica passo griglie pozzetti

Verifica Maglia Griglie passo 20 m	
ANALISI IDROLOGICA	
Carreggiata	Alessandria
Pendenza longitudinale (adim.)	0.001
Pendenza trasversale strada (adim.)	0.015
Larghezza banchina (m)	0.3
Larghezza pozzanghera su asfalto (m)	0.3
Battente contro marciapiede (m)	0.005
Area bagnata (m^2)	0.0007
scabrezza cunetta ($m^{1/3}/s$)	80
Portata smaltibile in banchina (l/s)	0.03
Interasse bocche di scarico (m)	20.00
Larghezza falda di pertinenza (m)	20.00
v particella liquida ipotizzata (m/s)	0.255
coefficiente di deflusso ϕ	0.900
a (mm)	28.76
n (-)	0.2927
Superficie servita (ha)	0.0580
L asta principale (m)	20
T di concentrazione	
tempo di rete $Tr = L/v$ (s)	78.547
Ta tempo d'accesso (s)	300.000
Tc = Tr + ta (s)	378.547
Tc = Tr + ta (h)	0.105
portata massima di deflusso Q max (mc/s)	0.0205
portata massima di deflusso Q max (l/s)	20.51

Battente effettivo dalla portata di deflusso (m)	0.049
Larghezza effettiva pozzanghera (m)	3.277
Area bagnata effettiva (m ²)	0.0806
v particella liquida reale (m/s)	0.255
Coefficiente udometrico (l/s/m ²)	0.035
ANALISI IDRAULICA GRIGLIA	
Battente contro marciapiede (m)	0.049
Raggio caditoia (m)	0.30
Invito alla caditoia (m)	0.02
n barre longitudinali della griglia	5
spessore barre longitudinali della griglia (m)	0.005
Portata smaltita dalla caditoia (l/s)	56.13
ANALISI IDRAULICA - Tubazione pluviale	
Invito al di sopra del pluviale (m)	0.10
altezza massima battente sul pluviale (m)	0.169
C _q sotto battente	0.6
diametro pluviale (mm)	189
Portata sotto battente (l/s)	30.67

7.3. Allegato 3 – Verifica trincea drenante

Dimensionamento trincea drenante	
Parametri idrologici	
a	28.76
n	0.2927
Lunghezza trincea (m)	40
Larghezza trincea (m)	2
Altezza trincea (m)	1.5
Superficie piazzale (mq)	1320
coefficiente d'afflusso ϕ (-)	0.9
porosità del materiale di riempimento	0.3
Permeabilità (m/s)	1.00E-05

t (ore)	h (mm)	We (mc)	Wu (mc)	Wi (mc)
0.3	20	24.02	2.22	21.79
0.6	25	29.42	4.45	24.97
0.9	28	33.13	6.67	26.45
1.2	30	36.04	8.90	27.14
1.5	32	38.47	11.12	27.35
1.8	34	40.58	13.35	27.23
2.1	36	42.45	15.57	26.88
2.4	37	44.15	17.80	26.35
2.7	38	45.69	20.02	25.67
3	40	47.13	22.25	24.88
3.3	41	48.46	24.47	23.99
3.6	42	49.71	26.70	23.01
3.9	43	50.89	28.92	21.96
4.2	44	52.00	31.15	20.86
4.5	45	53.06	33.37	19.69
4.8	46	54.08	35.60	18.48

5.1	46	55.04	37.82	17.22
5.4	47	55.97	40.05	15.93
5.7	48	56.87	42.27	14.59
6	49	57.73	44.50	13.23
6.3	49	58.56	46.72	11.84
6.6	50	59.36	48.95	10.41
6.9	51	60.14	51.17	8.97
7.2	51	60.89	53.40	7.49
7.5	52	61.62	55.62	6.00
7.8	52	62.33	57.84	4.49
8.1	53	63.03	60.07	2.96
8.4	54	63.70	62.29	1.41
8.7	54	64.36	64.52	-0.16
9	55	65.00	66.74	-1.74
9.3	55	65.63	68.97	-3.34
9.6	56	66.24	71.19	-4.95
9.9	56	66.84	73.42	-6.58
10.2	57	67.43	75.64	-8.22
10.5	57	68.00	77.87	-9.87
10.8	58	68.56	80.09	-11.53
11.1	58	69.11	82.32	-13.20
11.4	59	69.66	84.54	-14.89
11.7	59	70.19	86.77	-16.58
12	60	70.71	88.99	-18.28
12.3	60	71.22	91.22	-19.99
12.6	60	71.73	93.44	-21.71
12.9	61	72.22	95.67	-23.44
13.2	61	72.71	97.89	-25.18
13.5	62	73.19	100.12	-26.93
13.8	62	73.66	102.34	-28.68
14.1	62	74.13	104.57	-30.44
			Wi MAX (m³)	27.35
			L (m)	30.4

7.4. Allegato 4 – Verifiche statiche tubazioni

Tratto	Profondità di posa Hp (m)	Diametro esterno tubo De (mm)	Spessore tubo (mm)	Larghezza trincea B (m)	Ricoprimento H (m)
PA-PB	1.35	315	21.0	0.8	1.04
PB-PC	1.5	400	28.5	0.9	1.10
PC-PD	1.56	400	28.5	0.9	1.16
PD-PGE	1.605	400	28.5	0.9	1.21
PE-Pscolmatore	1.64	400	28.5	0.9	1.24

Tratto	Larghezza soletta A (m)	P_{ST} (N/m)	φ	Pv (N/m)	Pa (N/m)	Pw (N/m)

PA-PB	1.82	5868	1.29	8710	431	0
PB-PC	1.90	7920	1.27	10156	681	0
PC-PD	1.90	8352	1.26	9638	681	0
PD-PGE	1.90	8676	1.25	9278	681	0
PE-Pscolmatore	1.90	8928	1.24	9013	681	0

Tratto	Verifica inflessione diametrale		Verifica sollecitazione massima di flessione		Verifica instabilità all'equilibrio elastico	
	Δy (cm)	$\Delta y/D$ (%)	σ (MPa)	$F_s =$ σ_{LIM}/σ	q_a (N/cm ²)	$F_s = q_a/\text{carichi}$ agenti [> 3]
PA-PB	0.36	1.14	3.08	7.8	221.51	47.86
PB-PC	0.42	1.05	3.02	8.0	244.74	54.16
PC-PD	0.42	1.06	3.06	7.8	244.74	54.42
PD-PGE	0.43	1.07	3.09	7.8	244.74	54.53
PE-Pscolmatore	0.43	1.08	3.12	7.7	244.74	54.56