

CITTA' di CANICATTI'
UFFICIO TECNICO

Parere Tecnico n° 02 del 16-02-2017
Visto: si esprime parere favorevole all'approvazione del
PROGETTO ai sensi dell'art. 5 comma 3° della L.R.
12/07/2011 n° 12 di recepimento del D. L.vo 12/04/2006
n° 163 e D.P.R. 5/10/10 N° 207 e loro ss.mm.ii. per l'impor-
to complessivo di € 673.000,00

Canicatti, li 16 FEB 2017
Il Responsabile del Procedimento

COMUNE DI CANICATTI'
PROVINCIA DI AGRIGENTO

**PROGETTO PER LA RISTRUTTURAZIONE E L'AMMODERNAMENTO DELLA
STRADA INTERAZIENDALE CHE COLLEGA LA S.S. 122 CON IL COMUNE DI
CASTROFILIPPO ATTRAVERSO LE CONTRADE "PASSO DI ALI' -
PIDOCCHIO - GROTTICELLE"**

*P.S.R. Sicilia 2014-2020 - Sottomisura 4.3 "Sostegno a investimenti nell'infrastruttura necessaria allo sviluppo,
all'ammodernamento e all'adeguamento dell'agricoltura e della selvicoltura.*

Azione 1 "viabilità interaziendale e strade rurali per l'accesso ai terreni agricoli e forestali"

TAV. 5.1	ELABORATO Calcoli idraulici	SCALA
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	PROGETTAZIONE  	DATA 26 GEN. 2017

RELAZIONE TECNICA

La presente relazione riferisce sul dimensionamento idraulico e sull'interazione tubo-terreno degli attraversamenti da realizzare nel progetto di ristrutturazione ed ammodernamento della strada interaziendale che collega la S.S. 122 con il Comune di Castrofilippo attraverso le contrade *“Passo di Alì – Pidocchio – Grotticelle”*

La sezione del tubo per il regolare deflusso delle acque meteoriche, dovrà essere dimensionato per una portata massima che in determinate condizioni ambientali può verificarsi.

Si procederà alla determinazione della portata meteorica massima di afflusso dopo aver perimetrato il bacino che lo alimenta e dopo aver esaminato le caratteristiche pluviometriche del comprensorio in esame.

Prima di procedere al calcolo si ricordano alcune definizioni dei parametri che saranno utilizzati.

Si indica col termine di *“intensità di pioggia I”* l'altezza d'acqua che durante una precipitazione piovosa cade nell'unità di tempo.

La portata di afflusso alla rete è inferiore alla portata meteorica, poichè una parte dell'acqua evapora, trattenuta sul suolo dalla tensione superficiale, riempie le cavità varie, penetra nel terreno.

Indicando con ϕ l'aliquota che defluisce sul terreno che dipende, per quanto detto, dalla natura del terreno, della durata della pioggia, dal grado d'umidità iniziale dell'atmosfera e di imbibizione del terreno, si ha:

$$P = \phi \cdot I \cdot S \quad \text{essendo:}$$

P = la portata che affluisce alla rete;

ϕ = il coefficiente di deflusso relativo alla durata t della pioggia

($\phi_t = \phi' \cdot t^{n/3}$ con ϕ' valore particolare riferito alla pioggia di durata un'ora ed n esponente determinato empiricamente);

I = intensità della pioggia;

S = area del bacino che alimenta il canale.

La portata che verrà presa in esame nei calcoli, sarà quella cosiddetta di “massima piena”. Gli elementi che la caratterizzano sono i seguenti, strettamente connessi con l'evento pluviometrico e con le caratteristiche del bacino imbrifero:

- l'intensità di pioggia critica;
- il tempo di corrivazione;
- il coefficiente di deflusso istantaneo.

Per pioggia critica si intende l'altezza di pioggia più intensa (mm) registrata, della durata più prossima al tempo di corrivazione.

Per tempo di corrivazione si intende il tempo che impiega la particella di acqua ad arrivare dal punto più distante alla sezione di sbarramento e dipende dalla forma, dal dislivello e dalla pendenza del bacino imbrifero. Per le zone a carattere collinare e per bacini imbriferi di modeste estensioni è determinabile in maniera soddisfacente con la formula del Giandotti:

$$t_c = (4 S^{1/2} + 1.5 L) / 0.8 h^{1/2} \quad (\text{ore})$$

con:

S = superficie del bacino imbrifero (kmq);

L = lunghezza massima dell'asta principale (km);

h = dislivello medio del bacino imbrifero (m);

Noto il tempo di corrivazione t_c e l'altezza massima di pioggia in un'ora " P_l ", rilevabile quest'ultima dagli annali idrogeologici, si ricava l'altezza di pioggia critica:

$$P_{\max} = P_l (t_c / 24)^{1/3}$$

Definiti tutti i parametri sopra riportati, la portata di massima piena avrà la seguente espressione:

$$Q_{\max} = \phi \cdot S \cdot P_{\max} / 3.6 t_c$$

con:

ϕ = il coefficiente di deflusso istantaneo;

S = superficie del bacino espressa in kmq;

$P_{\max}$ = altezza di pioggia critica (mm);

t_c = tempo di corrivazione in ore.

DETERMINAZIONE DELLA SUPERFICIE S DEL BACINO

L'Esame del progetto induce a suddividere il bacino imbrifero in tre sottobacini al fine di attribuire ad ognuno di essi un portata di afflusso, da considerazioni di carattere idrogeologico emerge che in linea di massima il bacino imbrifero possa racchiudersi entro la perimetrazione che va dalla strada in esame fino alla cresta del monte Grotticelle.

Si rileva, che la superficie interessata dai tre sottobacini distinti con le lettere A – B - C sono

$S_a = 0,271735 \text{ Km}^2$ (271.735 m^2) con un dislivello medio $h = 590 - 495 = 95 \text{ m}$ e una lunghezza massima dell'asta principale $L = 0,939 \text{ km}$, $S_b = 0,327588 \text{ Km}^2$ (327.588 m^2) con un dislivello medio $h = 60 - 495 = 105 \text{ m}$ e una lunghezza massima dell'asta principale $L = 1,041 \text{ Km}$, $S_c = 1,3947 \text{ Km}^2$ ($1.394.700 \text{ m}^2$) con un dislivello medio $h = 550 - 425 = 125 \text{ m}$ e una lunghezza massima dell'asta principale $L = 2,241 \text{ Km}$,

CALCOLO DEL TEMPI DI CORRIVAZIONE

$$T_a = (4 S^{1/2} + 1.5 L) / 0.8 h^{1/2} = 0,63 \text{ ore}$$

$$T_b = (4 S^{1/2} + 1.5 L) / 0.8 h^{1/2} = 0,66 \text{ ore}$$

$$T_c = (4 S^{1/2} + 1.5 L) / 0.8 h^{1/2} = 1,28 \text{ ore}$$

- Pioggia critica

Dalle curve di possibilità pluviometrica della stazione di Canicattì, per un tempo di ritorno $TR = 20$ anni, si sono desunti i seguenti valori dei parametri $a = 53,5$ $n = 0,38$

Pertanto l'altezza di pioggia critica sarà: $P_{\max} = at^n$

$$P_{a \cdot \max} = a \cdot (t_a)^{0,38} = 44,98 \text{ mm}$$

$$P_{b \cdot \max} = a \cdot (t_b)^{0,38} = 45,80 \text{ mm}$$

$$P_{c \cdot \max} = a \cdot (t_c)^{0,38} = 58,73 \text{ mm}$$

CALCOLO DELLA PORTATA DI MASSIMA PIENA

$$Q_{a.\max} = \phi \cdot S_a \cdot P_{\max} / 3.600 t_a = 2,145 \text{ mc/sec}$$

$$Q_{b.\max} = \phi \cdot S_b \cdot P_{\max} / 3.600 t_b = 2,511 \text{ mc/sec}$$

$$Q_{c.\max} = \phi \cdot S_c \cdot P_{\max} / 3.600 t_c = 7,125 \text{ mc/sec}$$

con: $\phi = 0,4$; $S_a = 0,271735 \text{ kmq}$; $P_{\max} = 44,98 \text{ mm}$; $t_a = 0,63 \text{ ore}$

$S_b = 0,327588 \text{ kmq}$; $P_{\max} = 45,80 \text{ mm}$; $t_b = 0,66 \text{ ore}$

$S_c = 1,3947 \text{ kmq}$; $P_{\max} = 58,73 \text{ mm}$; $t_c = 1,28 \text{ ore}$

a) Dimensionamento idraulico

Le dimensioni delle tubazioni, la portata e la velocità in base al grado di riempimento ed alla pendenza della condotta, si calcolano con il classico metodo di Bazin. Le equazioni che vengono utilizzate nel calcolo della condotta sono l'equazione di Chezy e la relazione di Bazin. Le variabili utilizzate sono così definite:

Tabella 6

Variabile	UdM	Descrizione
Q	m ³ /s	portata
V	m/s	velocità
S	m ²	sezione bagnata del tubo
P	m	perimetro della sezione bagnata del tubo
R _h	m	raggio idraulico, dato da S/P
i		pendenza della condotta
c		coefficiente di scabrezza della condotta

$$V = K \sqrt{R_h i}$$

$$K = \frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{R_h}}}$$

Poiché la portata è data da:

$$Q = S V$$

sostituendo nell'ultima equazione i valori delle precedenti, abbiamo che il valore di portata Q è dato dalla formula:

$$Q = \frac{87 S R_h \sqrt{i}}{\sqrt{R_h + c}}$$

Per pendenze $i = 1\% = 0,01$ la formula si semplifica in:

$$Q = \frac{8,7 S R_h}{\sqrt{R_h + c}}$$

In progetto è stato inserito, per la realizzazione degli attraversamenti, un tubo in polietilene strutturato con parete interna liscia ed esterna corrugata del diametro interno pari a $D = 678$ mm. Dai calcoli di seguito riportati si osserva che la sezione scelta risulta idonea, per i bacini individuati in planimetria con le lettere A e B, a far defluire la portata d'acqua massima calcolata. Per il bacino C, invece, si ricorda che la portata massima calcolata deve essere convogliata in due attraversamenti. Pertanto, i due tubi nuovi inseriti e quelli esistenti risultano più che sufficienti a fare defluire la massima portata del suddetto bacino.

b) Interazione tubo - terreno

Le tubazioni posate in scavo o terrapieno, sono soggette a carichi esterni, dovuti al peso del materiale di ricoprimento e a quello dei manufatti che gravano sullo stesso (carichi statici) e ai carichi dovuti al passaggio di mezzi sopra o in prossimità della condotta (carichi dinamici).

Quando una tubazione posata in scavo è soggetta a carichi esterni si verificano interazioni tra tubo, materiale di riempimento e parete dello scavo.

Nei tubi rigidi prima del collasso della condotta la deformazione è trascurabile, se non nulla in alcuni casi. La contropinta del terreno in questo caso serve solo a diminuire le tensioni di parete dovute al carico laterale del terreno stesso. Nel caso di tubi rigidi, inoltre, il valore del carico è più elevato che in quelli flessibili e si concentra sulle generatrici, superiore e inferiore, traducendosi in momenti flettenti nella parete.

Va considerato inoltre che l'assestamento del terreno intorno ai tubi posati è diverso nel caso di tubi rigidi rispetto a tubi flessibili; infatti nel caso di tubi rigidi il cedimento del terreno dovuto all'assestamento avviene in corrispondenza dei lati dello scavo, mentre per i tubi flessibili il cedimento avviene in corrispondenza del centro dello scavo.

Nel caso di tubi flessibili, la deformazione può raggiungere valori sensibili: la contropinta del materiale di rinfiacco si traduce in una limitazione della deformazione (Fig. 8). Il carico è inferiore, più uniformemente distribuito e si traduce in sforzi di compressione. È quindi importante ottenere, durante l'installazione, un sufficiente contrasto compattando il rinfiacco in modo adeguato, per limitare la deformazione a valori accettabili.

Maggiore è dunque la "rigidezza" del materiale di riempimento e della struttura attorno al tubo, maggiore è la resistenza della condotta alle sollecitazioni esterne. La reazione del sistema terreno-riempimento va rapportata al modulo di elasticità del terreno di riempimento, che dipende direttamente dal grado di compattazione, ed al modulo di elasticità delle pareti dello scavo. Ai fini della riduzione delle deformazioni, ma anche delle tensioni, la rigidezza del contorno prevale su quella del tubo.

Per i tubi flessibili generalmente si utilizza il metodo di Spangler che considera il fatto che il modulo elastico del terreno di riempimento non è costante, mentre rimane praticamente costante il modulo secante (prodotto del modulo elastico per il raggio della condotta).

La normativa tedesca ATV-A 127 invece propone un calcolo più complesso e usa valori di modulo elastico differenziati a seconda che si parli di terreno di rinfilanco, terreno di riempimento sovrastante il tubo, terreno dei fianchi dello scavo e terreno di fondo scavo senza letto di posa.

Dalle considerazioni espresse si può quindi vedere come sia fondamentale trovare il giusto equilibrio tra rigidità del tubo e carico esterno al quale, durante la fase di installazione, dovrebbero essere aggiunte le sollecitazioni dovute all'operazione di riempimento dello scavo e alla compattazione del materiale di riempimento; infatti la situazione che si crea durante la fase di chiusura dello scavo può essere più critica di quella a medio o lungo termine, in cui il materiale di riempimento va ad autocompattarsi.

Nei tubi rigidi il materiale di riempimento inizialmente non ha l'effetto di supporto che invece è presente nel caso di tubazioni flessibili. Se non vengono eseguite accuratamente, le operazioni di compattazione trasmettono alla tubazione carichi dinamici impulsivi e vibrazioni che in alcuni casi possono portare a fenomeni di crisi (cricche, cedimenti, rotture).

Le tubazioni flessibili invece reagiscono a tali sollecitazioni con una deformazione elastica, alla quale si oppone il terreno di contorno.

Calcolo della deformazione

Come abbiamo già visto nei capitoli precedenti, il sistema terreno-trincea interagisce con la tubazione soggetta a carichi esterni in modo da opporsi alla deformazione. L'equazione che regola il calcolo della deformazione dei tubi corrugati è la classica equazione derivante dal metodo di Spangler, in cui i dati relativi a trincea, materiali di riempimento e compattazione non sono direttamente presenti, ma rientrano nei calcoli dei diversi fattori utilizzati.

in cui:

Variabile	UdM	Caratteristiche
ΔD_e	mm	Variazione del diametro esterno a causa del carico esterno
d_1		Fattore di incremento del carico(1,5÷2,0)
P_0	N/m	Carico statico del terreno
P_t	N/m	Carico dinamico dovuto al traffico
K_x		Costante di fondo
SN_{50}	kN/m ²	Rigidità circonferenziale a lungo termine
E'	kN/m ²	Modulo secante del terreno

$$D_e = \frac{(d_1 \times P_0 + P_t) \times K_x}{8 \times SN_{50} + 0,061 \times E'}$$

La deformazione così calcolata deve dare un risultato di schiacciamento relativo inferiore al 5% del diametro esterno.

Carico statico in trincea stretta

La norma UNI considera che una condotta sia posata in trincea stretta quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

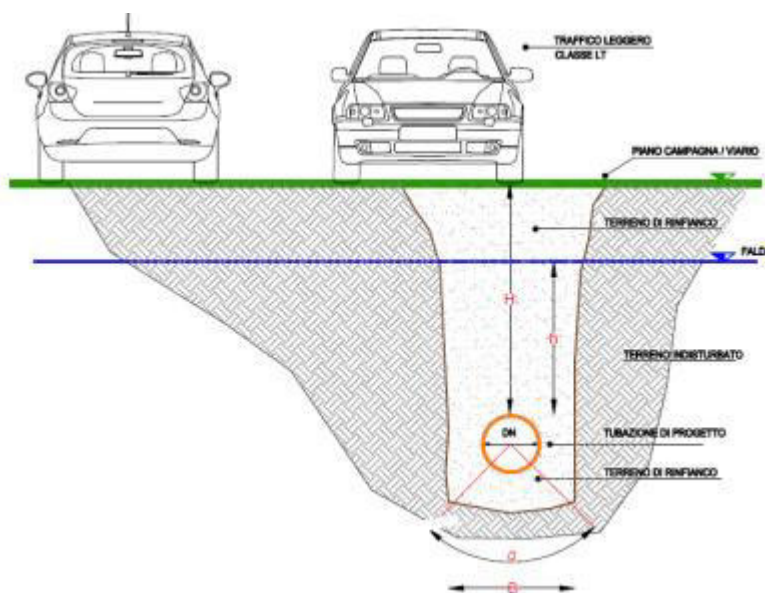
1. $B \leq 2D$ con $H \geq 1.5 B$
2. $2D \leq B \leq 3D$ con $H \geq 3.5 B$

In cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione. In questo caso il carico statico che grava sul tubo è quello dato dal peso del terreno che lo ricopre, adeguatamente moltiplicato per un coefficiente correttivo dipendente dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria dello scavo.

$$P_0 = C \times \gamma_t \times D_e \times B$$

in cui

<i>Variabile</i>	<i>UdM</i>	<i>Caratteristiche</i>
P_0	N/m	Carico statico del terreno
C	N/m ³	Coefficiente di carico del terreno
γ_t		Peso specifico del materiale di riempimento
D_e	m	Diametro esterno del tubo
B	m	Larghezza dello scavo sull'estradosso superiore del tubo



Il valore di C si ricava da:

$$C = \frac{1 - e^{\frac{(-2 \cdot K \cdot \mu \cdot H)}{B}}}{2 \cdot K \cdot \mu}$$

$$K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

in cui:

<i>Variabile</i>	<i>UdM</i>	<i>Caratteristiche</i>
C		Coefficiente di carico del terreno
K		Coefficiente di Rankine
μ		Coefficiente di attrito tra materiale di riempimento e fianco dello scavo
Π	rad	Angolo di attrito interno del materiale di riporto
H	m	Altezza dello scavo misurata dall'estradosso superiore del tubo
B	m	Larghezza dello scavo sull'estradosso superiore del tubo

Carico statico in trincea larga

Nel caso in cui le condizioni elencate nel precedente paragrafo non siano rispettate la posa si definisce in trincea larga. In questo caso il carico Q_{st} generato dal peso del terreno sovrastante l'estradosso della tubazione è pari a:

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

in cui

- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];

Si sottolinea che il carico del terreno sopra la tubazione è sempre maggiore di quello che si avrebbe se fossimo in trincea stretta; questo perché viene meno l'azione attrattiva svolta dalle pareti della trincea.

Nel caso di trincea larga, al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile mediante la relazione:

$$q_{st} = \frac{Q_{st}}{0,85 DN}$$

in cui:

- q_{st} indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari a circa 130° ;
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

Nel caso in esame poiché

$$B = 100 \text{ cm} \quad B \leq 2D \quad 100 \leq 2 \times 80$$

$$D = 80 \text{ cm} \quad H \geq 1,50 B \quad 60 \leq 150 \text{ condizione non verificata. Pertanto, si dovrà}$$

$$H = 60 \text{ cm} \quad \text{procedere al calcolo del carico statico in trincea}$$

$$\gamma_t = 20 \text{ KN/m}^3 \text{ peso specifico terreno di rinterro} \quad \text{larga}$$

$$Q_{st} = \gamma_t DN H = 20 \times 0,80 \times 0,60 = 9,60 \text{ KN/m}$$

$$q_{st} = \frac{Q_{st}}{0,85 DN} = 9,6 / (0,85 \times 0,80) = 14,12 \text{ KN/m}^2$$

Dati dei vari tipi di terreno di riporto

Tipo di terreno	Peso specifico del terreno	Angolo di attrito del mat. di riempimento		Coefficiente di Rankine
		ϕ°	ϕ rad	
Gesso	19.600	18	0,31	0,53
Argilla secca	15.700	22	0,38	0,45
Argilla umida	19.600	12	0,21	0,66
Terra secca sciolta	12.750	12	0,21	0,66
Terra secca costipata	17.200	15	0,26	0,59
Terra alla rinfusa	15.700	31	0,54	0,32
Terra molto compatta	18.150	32	0,56	0,31
Terra umida costipata	19.600	33	0,58	0,29
Ghiaia	17.200	25	0,44	0,41
Ghiaia con sabbia	16.700	26	0,45	0,39
Argilla grassa secca	15.700	14	0,24	0,61
Argilla grassa umida	20.700	22	0,38	0,45
Fango	15.700	25	0,44	0,41
Ciottoli	17.200	37	0,65	0,25
Sabbia secca	14.700	31	0,54	0,32
Sabbia compattata	17.200	33	0,58	0,29
Sabbia umida	18.700	34	0,59	0,28
Sassi grossi	15.700	37	0,65	0,25

Azione dei sovraccarichi

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata oltre al rinterro possono agire altri carichi. Questi si suddividono in dinamici relativi al traffico stradale e/o ferroviario e statici associati a corpi posti sul terreno che grava sul tubo.

Sovraccarichi dinamici veicolari

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

- HT autocarro pesante;
- LT autocarro leggero

I valori di carico per ruota dei veicoli per classe DIN sono riassunti nella successiva tabella in cui si è introdotta anche la classe Ferroviario a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 200 kN.

Classe	Carico per ruota P (KN)	Tipologia
HT60	100	Traffico pesante
HT45	75	
HT38	62,5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	Traffico leggero
LT6	10	
LT3	5	

La pressione dinamica σ_z esercitata dal traffico sul tubo viene valutata adottando le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} f \quad \text{valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT)}$$

$$f = 1 + 0,3/H$$

$$Q_t = \sigma_z \times DN$$

in cui:

Variabile	UdM	Caratteristiche
Q_t	N/m	Carico per ruota
σ_z	KN/m ²	Tensione verticale dinamica
P	N	Carico superficiale totale
H	m	Altezza ricopertura tubo

Nel caso specifico si è fatto riferimento ad un carico di tipo pesante individuato nella soprastante tabella con la sigla HT26 con un carico per ruota di 35 KN

$$\text{La pressione esercitata vale} \quad \sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} f = 47,30 \text{ KN/m}^2 \quad f = 1 + 0,3/0,60 = 1,5$$

$$H = 0,60 \text{ m} ; \quad P = 35 \text{ KN} ; \quad Q_t = \sigma_z \times DN = 37,84 \text{ KN}$$

Azione del peso del fluido

Si considera come carico aggiuntivo sul tubo anche il peso dell'acqua contenuta al suo interno. Il carico, nell'ipotesi di tubo pieno, si calcola con la relazione:

$$Q_{idr} = 7.70 D^2$$

in cui D indica il diametro interno della tubazione [m].

$$Q_{idr} = 7.70 \times 0,678^2 = 3,54 \text{ KN}$$

Rigidezza circonferenziale a lungo termine

La rigidezza circonferenziale (SN) del tubo è definita secondo il prEN 13476-1 dalla ISO 9969 e deriva da una prova di schiacciamento a velocità costante fino ad una deformazione del 3% del valore del diametro interno. Il valore di rigidezza circonferenziale a lungo termine è in relazione con la rigidezza a breve termine attraverso lo stesso rapporto che esiste tra i moduli elastici (0,395).

Nel caso specifico la rigidezza circonferenziale del tubo scelto vale $SN = 4 \text{ KN/m}^2$

Verifica alla deformazione

La deformazione viene calcolata adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta ai carichi indicati nella figura successiva è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata a partire dall'angolo a pari a 40° per un'ampiezza di 100 mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze [Da Deppo – Fognature 2009].

La deformazione del diametro orizzontale secondo Spangler è data dalla relazione:

$$\Delta_d = \frac{Q \cdot K \cdot F}{8SN + 0.061E_t} \quad \frac{\Delta_d}{D} = \delta < \delta_{lim}$$

in cui:

- Δ_d indica la deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- Q il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falda, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- K indica il coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea; si rimanda a quanto contenuto nella successiva tabella;
- F indica il coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo. Ponendo il coefficiente F pari a 1 si conduce una verifica a breve termine mentre per condurre verifiche a lungo termine (2 – 5 anni dalla posa) si adotta un coefficiente F pari a 2;
- $SN = 4 \text{ kN/m}^2$ indica la rigidezza anulare della tubazione [kN/m²];
- E_t indica il modulo di elasticità del terreno di rinfiamento secondo Winkler [kN/m²]

La verifica deve essere condotta sia nelle condizioni di breve che di lungo termine ricordando che per la verifica a lungo termine il coefficiente di deformazione differita deve essere posto cautelativamente pari a 2. Si sottolinea che secondo Spangler il parametro ϵ deve essere sempre inferiore al 5 %. Nella successiva tabella si mostrano i valori di δ_{lim} per il PVC

Tipo UNI	Deformazione diametrale δ_{LIM}	
	Dopo 1 mese	Dopo 2 anni
303/1	5% - 8%	10%
303/2	5%	8%

Verifica a breve termine

$$\Delta_d = \frac{(9,6+37,84+3,54) \times 0,121 \times 1}{(8 \times 4 + 0,061 \times 7000)} = 0,0134$$

$$\frac{\Delta_d}{D} = \delta < \delta_{lim} \quad \frac{0,0134}{0,80} = 0,01675 = 1,675 \% < 5\% \quad \textbf{Verifica}$$

Verifica a lungo termine

$$\Delta_d = \frac{(9,6+37,84+3,54) \times 0,121 \times 2}{(8 \times 4 + 0,061 \times 7000)} = 0,0268$$

$$\frac{\Delta_d}{D} = \delta < \delta_{lim} \quad \frac{0,0268}{0,80} = 0,0335 = 3,35 \% < 8\% \quad \textbf{Verifica}$$

Modulo di resistenza del terreno
ASTM 2487

TERRENO	Materiale alla rinfusa	Materiale compattato		
	Indice Proctor	<85%	85÷94%	>95%
	Densità relativa	<40%	40÷70%	>70%
		E' (KN/mm ²)		
Terreno coesivo LL > 50% Argilla e limo ad alta plasticità	0	0	0	350
Terreno coesivo LL < 50% Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango	350	1400	2800	7000
Terreno granulare coesivo Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita	700	7000	14000	21.000
Rocce macinate	7000	21.000	21.000	21.000



PARAMETRI a ED n DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA, PER DIVERSI TEMPI DI RITORNO, DELLE STAZIONI PLUVIOMETRICHE DEL TERRITORIO REGIONALE
(DATI: ANNALI IDROLOGICI 1924-2002 - ELABORAZ. DRPC/SERVIZIO RIA)

BACINI MINORI TRA MAZZARRA' E TIMETO																								
STAZIONE	X	Y	QUOTA	N.ro A.F.	TR= 2		TR= 3		TR= 5		TR= 10		TR= 20		TR= 30		TR= 40		TR= 50		TR= 100		TR= 200	
					a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
MONTALBANO ELICONA	2521480	4208318	907	59	25.0	0.43	30.9	0.44	37.5	0.44	45.7	0.44	53.6	0.44	58.2	0.44	61.4	0.44	63.9	0.44	71.6	0.44	79.2	0.44
TINDARI	2523700	4221005	280	25	24.6	0.30	29.6	0.30	35.2	0.29	42.1	0.29	48.8	0.29	52.7	0.29	55.4	0.29	57.5	0.29	64.0	0.29	70.5	0.29
BACINO DEL FIUME MODIONE																								
STAZIONE	X	Y	QUOTA	N.ro A.F.	TR= 2		TR= 3		TR= 5		TR= 10		TR= 20		TR= 30		TR= 40		TR= 50		TR= 100		TR= 200	
					a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
CAMPOBELLO DI MAZARA	2321706	4167596	120	15	23.6	0.23	29.1	0.24	35.2	0.25	42.9	0.25	50.2	0.25	54.5	0.26	57.4	0.26	59.8	0.26	66.9	0.26	74.0	0.26
CASTELVETRANO	2326026	4173810	190	38	24.2	0.24	29.8	0.23	36.0	0.22	43.8	0.21	51.4	0.20	55.7	0.20	58.8	0.20	61.1	0.20	68.4	0.19	75.7	0.19
PARTANNA	2334196	4177884	407	46	25.5	0.25	30.0	0.26	34.9	0.26	41.2	0.26	47.1	0.27	50.6	0.27	53.0	0.27	54.9	0.27	60.6	0.27	66.4	0.27
BACINI MINORI TRA MUTO E MELA																								
STAZIONE	X	Y	QUOTA	N.ro A.F.	TR= 2		TR= 3		TR= 5		TR= 10		TR= 20		TR= 30		TR= 40		TR= 50		TR= 100		TR= 200	
					a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
MILAZZO	2541262	4230245	2	37	28.5	0.24	34.2	0.23	40.4	0.22	48.4	0.21	55.9	0.21	60.3	0.21	63.4	0.20	65.7	0.20	73.1	0.20	80.4	0.20
BACINO DELLA FIUMARA DI NARO																								
STAZIONE	X	Y	QUOTA	N.ro A.F.	TR= 2		TR= 3		TR= 5		TR= 10		TR= 20		TR= 30		TR= 40		TR= 50		TR= 100		TR= 200	
					a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
CANICATTI	2418139	4135183	470	22	25.4	0.32	31.1	0.34	37.6	0.36	45.7	0.37	53.5	0.38	58.0	0.38	61.1	0.39	63.6	0.39	71.1	0.39	78.7	0.40
BACINO DEL FIUME NASO																								
STAZIONE	X	Y	QUOTA	N.ro A.F.	TR= 2		TR= 3		TR= 5		TR= 10		TR= 20		TR= 30		TR= 40		TR= 50		TR= 100		TR= 200	
					a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
FICARRA	2505214	4217671	541	22	28.0	0.28	33.5	0.27	39.5	0.27	47.0	0.26	54.3	0.25	58.5	0.25	61.4	0.25	63.7	0.25	70.7	0.24	77.7	0.24
BACINI MINORI TRA NASO E ZAPPULLA																								
STAZIONE	X	Y	QUOTA	N.ro A.F.	TR= 2		TR= 3		TR= 5		TR= 10		TR= 20		TR= 30		TR= 40		TR= 50		TR= 100		TR= 200	
					a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
CAPO D'ORLANDO	2498169	4223037	10	37	22.0	0.28	27.1	0.25	32.7	0.23	39.7	0.21	46.5	0.20	50.4	0.19	53.2	0.19	55.3	0.19	61.9	0.18	68.4	0.17
BACINO DELLA FIUMARA DI NICETO																								
STAZIONE	X	Y	QUOTA	N.ro A.F.	TR= 2		TR= 3		TR= 5		TR= 10		TR= 20		TR= 30		TR= 40		TR= 50					

