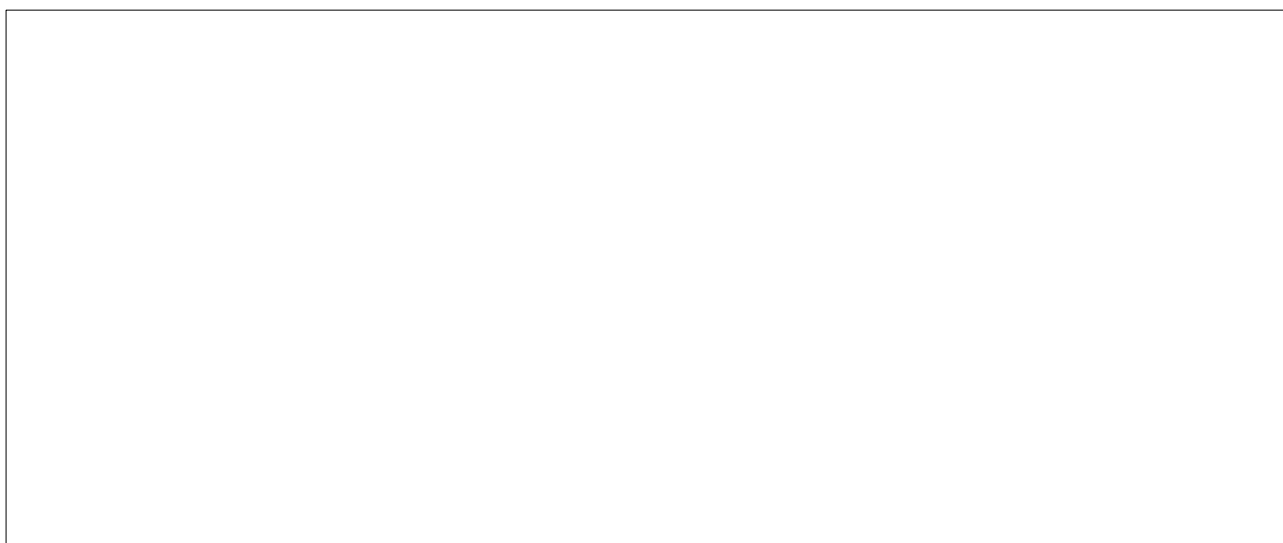


Comune di Villafrati

Provincia di Palermo

"Lavori di rifacimento e ristrutturazione del campo sportivo comunale - campo di calcio"

PROGETTO ESECUTIVO



Il progettista:

Ing. Pietro Faraone
Ordine Ingg. di Palermo
Iscritto al n. 3699

Responsabile Unico del Procedimento:

Arch. Maria Tantillo

VALIDAZIONE PROGETTO ESECUTIVO
ai sensi dell'art. 55 del D.P.R. 207/2010 e s.m.i.

e
PARERE TECNICO ai sensi dell'art. 5, comma 3,
della L.R. n. 12/2011.

Villafrati

Tipo di elaborato: IMPIANTI TECNOLOGICI - Impianto fognante

Oggetto: **Relazione tecnica e calcoli esecutivi**

N. Tav.: IT.F01

Scala:

Data:

Fase: VERIFICA

Responsabile del Procedimento:

Conforme Non conforme Conformità condizionata a:

INDICE

1. IMPIANTO FOGNANTE SPOGLIATOI	2
2. PREMESSA	2
3. Impianto di scarico acque usate	2
3.1. Premessa	2
3.2. Le diramazioni	3
3.3. I collettori	3
3.4. Impianto di ventilazione	4
3.5. Criteri di dimensionamento	4
3.6 Dimensionamento dei canali di gronda e delle bocche di efflusso	5
3.7 Dimensionamento dei pluviali	5
4. RETE DI RACCOLTA ACQUE REFLUE (BIANCHE)	6
4.1. Premessa	6
4.2. Normativa di riferimento	6
4.3. Caratteristiche tecniche e calcoli di dimensionamento della rete acque bianche....	6
Allegato – CALCOLI ESECUTIVI	9

RELAZIONE TECNICA

1. IMPIANTO FOGNANTE SPOGLIATOI

2. PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto i criteri seguiti per la progettazione esecutiva dell'impianto di scarico relativa ai LAVORI DI RIFACIMENTO E RISTRUTTURAZIONE DEL CAMPO SPORTIVO COMUNALE – CAMPO DI CALCIO nel Comune di Villafrati (PA).

Per quanto attiene gli aspetti architettonici e le soluzioni costruttive adottate, se non strettamente pertinenti alle opere impiantistiche, si rimanda alle specifiche relazioni.

Il fabbricato destinato ad ospitare gli spogliatoi per atleti è esistente e si sviluppa interamente a piano terra.

Nell'ambito del presente intervento si prevede la realizzazione dell'impianto di scarico delle acque usate.

Il fine principale dell'impianto di scarico delle acque usate è l'allontanamento controllato delle stesse al fine di evitare pericoli per la salute, pertanto le tubazioni ed i relativi raccordi dovranno garantire nel tempo la perfetta tenuta anche nei riguardi di gas ed odori. L'impianto deve rispettare le distanze di sicurezza nei confronti della distribuzione dell'acqua potabile. L'acqua di scarico non occupa l'intera sezione dei tubi che la convogliano. Per quanto attiene tale impianto, se non espressamente citato, si farà riferimento a tabelle, grafici e appendici della norma UNI 12056-2.

3. IMPIANTO DI SCARICO ACQUE USATE

3.1. PREMESSA

Il dimensionamento dell'impianto di scarico dipende soprattutto dalla portata massima di acque usate da smaltire. Il metodo di calcolo adottato è quello delle unità di scarico i cui valori sono riportati nel *prospetto 2* della norma 12056-2.

Tale metodo consiste nell'assegnare ad ogni apparecchio che scarica nell'impianto un valore di unità di scarico (DU) assunto in una scala arbitraria rappresentante l'effetto prodotto dall'apparecchio stesso.

L'effetto è determinato oltre che dalla portata dell'apparecchio anche dalle sue caratteristiche geometriche, dalla sua funzione e dalla probabile contemporaneità del suo uso con quello di altri

apparecchi.

Il presente progetto esecutivo è stato elaborato nel rispetto di tutte le leggi, decreti, regolamenti, disposizioni ministeriali, norme UNI e CEI vigenti attinenti l'esecuzione delle opere, avendo cura di osservare le eventuali normative tecniche e legislative emanate durante la redazione del progetto.

UNI EN 12056-1:2001	Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Requisiti generali e prestazioni
UNI EN 12056-2:2001	Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Impianti per acque reflue, progettazione e calcolo
UNI EN 12056-3:2001	Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo
UNI EN 12056-5:2001	Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Installazione e prove, istruzioni per l'esercizio, la manutenzione e l'uso
UNI 10339:1995	Impianti aerulici al fini di benessere. Generalità, classificazione e requisiti. Regole per la richiesta d'offerta, l'offerta, l'ordine e la fornitura
UNI 10351:1994	Materiali da costruzione. Conduttività termica e permeabilità al vapore
UNI 10349:1994	Riscaldamento e raffrescamento degli edifici. Dati climatici
UNI 10351:1994	Materiali da costruzione. Conduttività termica e permeabilità al vapore
UNI 10355:1994	Murature e solai. Valori della resistenza termica e metodo di calcolo
UNI 10389:1994	Generatori di calore. Misurazione in opera del rendimento di combustione
D.M. 12.12.1985	Norme tecniche relative alle tubazioni

Si prevede un sistema di scarico separato per le acque reflue (nere) e per le acque meteoriche (bianche).

3.2. LE DIRAMAZIONI

Le diramazioni convogliano l'acqua di scarico degli apparecchi ai collettori orizzontali o verticali, senza originare pressioni idrostatiche e in modo che lo sbocco nelle colonne non provoca perturbazioni nel flusso discendente dell'acqua.

Il calcolo della portata massima transitante in una diramazione, che è dato dalla somma delle portate che gli apparecchi ad essa collegati scaricano, è di tipo probabilistico.

Il metodo di calcolo delle DU permette il dimensionamento delle diramazioni assicurando le condizioni volute di funzionamento.

3.3. I COLLETTORI

I collettori sono stati dimensionati in funzione della portata d'acqua convogliata dalle colonne ad essi collegati con il metodo delle DU.

I collettori verranno installati con una pendenza nel senso del movimento dell'acqua fino al recapito esterno in modo da mantenere entro un campo predeterminato la velocità di deflusso.

Diametro diramazione di scarico per DOCCE

DU =0,6 ⇒ Ø 40 mm

Calcolo delle dimensioni delle colonne e dei collettori di scarico

Non sono presenti **colonne di scarico** poiché i WC sono ubicati allo livello del piano di posa dei collettori di scarico.

Il dimensionamento delle tubazioni orizzontali (**collettori di scarico**) si ottiene tenendo conto delle unità di scarico dei singoli tratti. La portata totale delle acque reflue (Q_{ww}) è pari a:

$$Q_{ww} = K \cdot \sqrt{\sum DU} = 0,7 \cdot \sqrt{24,7} = 3,48 \text{ l/s}$$

Tale valore di portata implica (prospetto B.2 della norma UNI EN 12056-2) un diametro nominale del collettore di scarico pari a 125 mm per una pendenza del 1% ed una velocità di 0,9 m/s, per cui si assume un valore del collettore di scarico in fognatura comunale di diametro pari a **125 mm**.

3.6 DIMENSIONAMENTO DEI CANALI DI GRONDA E DELLE BOCHE DI EFFLUSSO

I canali di gronda sono stati dimensionati tenendo conto della sezione trasversale e della forma del canale; le bocche di efflusso sono dimensionate considerando canali di gronda a fondo piatto.

3.7 DIMENSIONAMENTO DEI PLUVIALI

Le tubazioni verticali (pluviali) sono state dimensionate in relazione a :

- altezza di pioggia;
- superficie da drenare;
- caratteristiche dei materiali utilizzati.

Tenendo conto di possibile accumulo di detriti, si è assunto un diametro interno del pluviale pari a **100 mm**. Per il convogliamento delle acque raccolte in copertura, sono stati installati pluviali distribuiti lungo il perimetro. Per tutti i pluviali si assume un diametro pari **100 mm**.

4. RETE DI RACCOLTA ACQUE REFLUE (BIANCHE)

4.1. PREMESSA

La presente relazione descrive i criteri utilizzati per le scelte progettuali, gli aspetti dell'inserimento della rete nel contesto esistente, le caratteristiche prestazionali e descrittive dei materiali prescelti, i calcoli esecutivi nell'ambito della realizzazione della rete di smaltimento delle acque bianche dei *Lavori di rifacimento e ristrutturazione del campo sportivo comunale - campo di calcio* nel Comune di Villafrati, Provincia di Palermo.

Il sistema di convogliamento previsto per la rete di raccolta delle acque fognarie (bianche) sarà realizzato con un sistema di collettori adibito allo smaltimento nella fognatura comunale esistente, ubicata nella limitrofa strada vicinale 83, delle acque meteoriche provenienti dall'area oggetto d'intervento. Infatti, in considerazione della pendenza naturale dell'area su cui si interviene, si è deciso di convogliare le acque meteoriche nella condotta fognaria esistente (cfr. elaborati grafici di progetto).

4.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Circolare Ministero LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale - 7 gennaio 1974, n. 11633.

Decreto Legislativo Acque n. 152 del 11/05/99 – Decreto legislativo recante disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/Cee concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/Cee relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole.

Decreto Legislativo 18 agosto 2000, n. 258 – “Tutela delle acque dall'inquinamento - Disposizioni correttive ed integrative del decreto legislativo 11 maggio 1999 n. 152, a norma dell'articolo 1, comma 4, della legge 24 aprile 1998 n. 128”

Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 – Norme in materia di difesa del suolo e lotta alla desertificazione, di tutela delle acque dall'inquinamento e di gestione delle risorse idriche.

Deliberazione del Comitato dei ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento del 4 febbraio 1977. Criteri, metodologie e norme tecniche generali di cui all'art. 2, lettere b), d) ed e), della legge 10 maggio 1976, n. 319, recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento – Allegato 4.

D.P.C.M. 4 marzo 1996 - Disposizioni in materia di risorse idriche (In GU 14 marzo 1996, n. 62, S.O.).

4.3. CARATTERISTICHE TECNICHE E CALCOLI DI DIMENSIONAMENTO DELLA RETE ACQUE BIANCHE

Al fine di consentire la possibile ispezione della rete fognaria si prevede la collocazione di *pozzetti*

prefabbricati d'ispezione in calcestruzzo vibrocompresso.

L'ubicazione di tali pozzetti unitamente al tracciato della rete fognaria sono riportati nel relativo elaborato di progetto cui si rimanda per una migliore comprensione del sistema fognario.

È opportuno sottolineare che la disposizione riportata in elaborato è puramente indicativa in quanto l'esatta ubicazione delle condotte e dei pozzetti dovrà essere concordata in fase di esecuzione dei lavori in contraddittorio con la D.L..

Le acque meteoriche zenitali saranno intercettate da un sistema di caditoie stradali in conglomerato cementizio a doppio scomparto con chiusura idraulica e griglia in ghisa e canalette prefabbricate con idonea griglie in ghisa per il transito dei mezzi meccanici.

Il calcolo della rete è stato condotto attraverso lo studio preliminare degli afflussi meteorici della zona, ed assegnando un coefficiente di deflusso pari a 0,90 in considerazione che l'area è caratterizzata da costruzioni spaziate e buona parte delle superfici impermeabili.

Il dimensionamento dei collettori è stato ottenuto note le portate fissando un grado di riempimento massimo pari all'80%, limitando le velocità massime, lì dove possibile, ad un limite superiore di 7,0 m/s, e fissando un limite inferiore per le velocità minime in corrispondenza di precipitazioni con tempo di ritorno pari a 20 anni maggiore di 0,4 m/s per garantire un'adeguata azione di trascinamento sui materiali solidi che l'acqua trasporta con sé dalla superficie alla rete.

Per il dimensionamento di un generico tratto della rete, si sono determinate l'area di pertinenza, le utenze servite e quindi la relativa portata. Utilizzando la formula del moto uniforme per le correnti a pelo libero con l'espressione di Chèzy, con i limiti di cui sopra si è determinato il diametro della tubazione.

Per l'area di pertinenza dei parcheggi PP2 e atleti si ottiene:

- Superficie di pertinenza = 1.658,00 m²;
- Intensità massima di pioggia = 80 mm/h
- Coefficiente di deflusso = 0,80
- Portata massima da smaltire in fognatura $Q_{max} = 1.658,00 \cdot 0,080 / 3600 \cdot 0,80 = 0,0295$ mc/s

Assumendo un diametro pari a 400 mm, si ottiene il seguente *valore di portata* Q_i nella condotta a pelo libero:

- Portata della condotta a pelo libero $Q_i = 0,0896$ mc/s > **0,0295 mc/s** VERIFICA POSITIVA

Per l'area di pertinenza destinata a parcheggio PP1 e tribune si ottiene:

- Superficie di pertinenza = 960 m²;
- Intensità massima di pioggia = 80 mm/h

- Coefficiente di deflusso = 0,80
- Portata massima da smaltire in fognatura $Q_{max} = 960,00 * 0,080 / 3600 * 0,80 = 0,017$ mc/s

Assumendo un diametro pari a 250 mm, si ottiene il seguente valore di portata Q_i nella condotta a pelo libero:

- Portata della condotta a pelo libero $Q_i = 0,0256$ mc/s > **0,017 mc/s** VERIFICA POSITIVA

Quindi, si è assunto pari a 250 mm il diametro minimo adottabile per le condotte principali, mentre per le condotte secondarie si è fissato pari 160 mm, per ovvie ragioni di sicurezza del funzionamento e di facilità di manutenzione. Le tubazioni saranno in polietilene strutturato ad alta densità a doppia parete, interna liscia ed esterna corrugata.

Lungo il tracciato sono stati previsti un numero adeguato di pozzetti interrati, per l'ispezione ed eventuali salti altimetrici, e caditoie stradali carrabili classe D400 di dimensioni 80x50x80 cm contrassegnate con la scritta "fognatura bianca".

Tutte le condotte saranno interrate in modo da avere un ricoprimento sulla generatrice superiore non inferiore di 0,80 m. Le sezioni tipo di posa dovranno prevedere la realizzazione di un letto di almeno 10 cm, costituito da sabbia vagliata, il ricoprimento della condotta stessa per uno spessore minimo di almeno 10 cm sopra la generatrice superiore, prima della chiusura con materiali provenienti dallo scavo e dal pacchetto della pavimentazione.

Particolare cura dovrà essere prestata alle modalità di posa delle tubazioni al fine di garantire le caratteristiche meccaniche delle stesse in conformità ai dati forniti dai costruttori.

In allegato si riportano i calcoli di verifica delle tubazioni utilizzate.

Allegato – CALCOLI ESECUTIVI

RELAZIONE DI VERIFICA STATICA
di condotte interrate in PVC strutturato tipo *ALVEHOL*
d.e. 160; 250 mm
Classi Sn 8 kN/m²

Premessa

La presente relazione di calcolo statico verifica le condizioni di stabilità di condotte deformabili, quali quelle in PVC strutturato, posate in trincea aperta con la tecnica tradizionale. In relazione alle condizioni di posa ipotizzate, vengono esaminate le sezioni più significative scelte tra quelle staticamente più sollecitate dall'insieme dei carichi permanenti e sovraccarichi accidentali. Le caratteristiche meccaniche delle condotte verificate sono quelle di riferimento e riportate nella norma specifica di prodotto EN 13746 mentre le condizioni di posa fanno riferimento alle prescrizioni fornite dalla Committente. La procedura di verifica, riportata in appendice, segue il codice di calcolo ATV 127.

CONDIZIONI DI INSTALLAZIONE

SEZIONE UNO : condotte posate sotto il piano stradale

Tubo in PVC strutturato de 160 e 250mm Alvehol Sn 8 kN/m²

Letto di posa: in sabbia/ghiaietto

Rinfianco: sabbia/ghiaietto (1./ 5mm). Angolo di attrito interno $\varphi = 33^\circ$; peso specifico $\gamma = 19 \text{ ./ } 19.5 \text{ kN/mc}$.

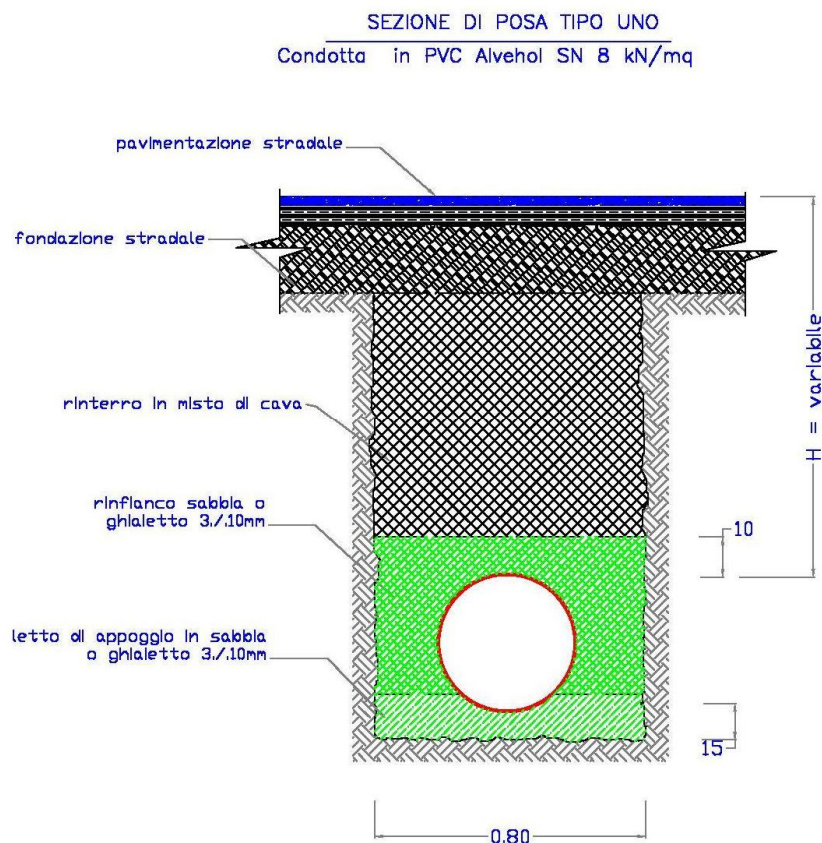
Rinterro: risulta di scavo . Angolo di attrito interno $\varphi > = 28^\circ$; peso spec. $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$.

Pareti trincea: angolo 90°

Sagoma trincea: trincea stretta

Terreno in sito: Angolo di attrito interno $\varphi < 25^\circ$; peso specifico $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$

Carichi accidentali: traffico stradale pesante (550 kN)



RISULTATI DELLA VERIFICA

Le verifiche statiche sono state elaborate sulla scorta dei dati forniti dalla Committente. Le risultanze numeriche dei calcoli elaborati con la procedura descritta nell'allegato sono riportate nelle schede seguenti. La verifica eseguita allo stato limite di deformazione (def. ammissibile $\delta_{amm} = 5\% \Phi$) evidenzia che le condotte posate nelle condizioni descritte hanno deformazioni minori di quelle massime ammissibili.

Viste le considerazioni sopra riportate, sulla scorta delle verifiche numeriche eseguite, si ritiene che le condotte in PVC Strutturato Gresintex Alvehol possano trovare applicazione nell'utilizzo proposto.

Di seguito le tabelle con i risultati numerici delle verifiche

D.e 160 Sn 8

Sezione 1		Φ 160		Sn 8						
Hsc	b	α	γ	φ	Pr%	falda	sovr. P.c.	traffico	E1	E2
1,16	0,80	90	20	30	88	0,0	0	550kN	4,00	1,4
Hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificato		
1,00	0,86	18,14	60,17	8,53	75,73	UNO	4,83	Si		
Sezione 2		Φ 160		Sn 8						
Hsc	b	α	γ	φ	Pr%	falda	sovr. P.c.	traffico	E1	E2
1,66	0,80	90	20	30	88	0,0	0	550kN	4,00	1,4
Hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificato		
1,50	0,85	25,96	37,69	12,23	59,74	UNO	3,47	Si		
Sezione 3		Φ 160		Sn 8						
Hsc	b	α	γ	φ	Pr%	falda	sovr. P.c.	traffico	E1	E2
2,16	0,80	90	20	30	88	0,0	0	550kN	4,00	1,4
Hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificato		
2,00	0,84	33,03	29,86	15,69	57,76	UNO	3,14	Si		

Alvehol D.e 250 8

Sezione 1/a		Φ 250		Sn 8						
Hsc	b	α	γ	φ	Pr%	falda	sovr. P.c.	traffico	E1	E2
1,25	0,80	90	20	30	90	0,0	0	550kN	4,00	2,1
hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificato		
1,00	0,92	18,14	60,04	9,06	76,66	UNO	4,20	Si		
Sezione 2/a		Φ 250		Sn 8						
Hsc	b	α	γ	φ	Pr%	falda	sovr. P.c.	traffico	E1	E2
1,75	0,80	90	20	30	90	0,0	0	550kN	4,00	2,1
hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificato		
1,50	0,91	25,96	37,63	13,01	61,22	UNO	3,05	Si		
Sezione 3/a		Φ 250		Sn 8						
Hsc	b	α	γ	φ	Pr%	falda	sovr. P.c.	traffico	E1	E2
2,25	0,80	90	20	30	90	0,0	0	550kN	4,00	2,1
hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificato		
2,00	0,90	33,03	29,84	16,76	59,72	UNO	2,78	Si		

APPENDICE B - Note sulla metodologia di calcolo

1 - INTRODUZIONE

La metodologia di calcolo appresso descritta permette di calcolare le deformazioni massime raggiunte da un tubo deformabile sottoposto alle tensioni derivanti dai carichi permanenti e dai sovraccarichi accidentali. Le relazioni appresso riportate derivano dall'applicazione di principi della geotecnica e della Scienza delle Costruzioni e sono state raccolte ed organizzate in una procedura standard dall' Istituto ATV tedesco (codice di calcolo ATV 127). Tale metodo valuta il comportamento del sistema tubo-terreno e ne determina la deformazione sotto l'azione delle forze esterne. Il tubo è considerato deformabile con una rigidità confrontabile a quella del semispazio in cui è immerso. I valori delle sollecitazioni sono determinati con le teorie di Terzaghi, per i carichi da rinterro, e con la teoria di Boussinesq per il carico dal traffico sul piano stradale. Dal confronto delle rigidità con le sollecitazioni calcolate, il codice determina la deformazione diametrale delle condotte e, conseguentemente, le tensioni indotte nei tubi.

Simili procedure sono state messe a punto anche dall'istituto AWWA americano sulla scorta delle ricerche eseguite da Marston e Spangler. Il procedimento di calcolo adottato, seppur con diversa terminologia e taratura dei parametri, è riportato in Italia su vari testi di costruzioni idrauliche quali il "Manuale di Progettazione" del "Centro deflussi urbani" e "Fognature" di L. Da Deppo e C. Tadei Univ. Padova.

Le deformazioni diametrali e la stabilità tensionale calcolate con i metodi descritti devono essere confrontati con i valori massimi ammissibili riportati nelle normative di riferimento; come fissato nel codice ATV e accolto anche dall'istituto Italiano dei Plastici, per le deformazioni limite massimo ammissibile è fissato nel 5 % del diametro mentre per i fattori di sicurezza relativi alla stabilità strutturale è opportuno non scendere sotto il valore 2.5.

2 – DETERMINAZIONE DEL CARICO STATICO

2.1 CARICO DOVUTO AL RINTERRO

Il carico statico, dovuto al peso del terreno, è calcolato in base alla Teoria del Silo (Terzaghi) che tiene essenzialmente conto dell'azione di sostentamento del terreno di riporto che si sviluppa lungo le pareti dello scavo, sostentamento che attenua il carico conseguente al peso del terreno riportato nello scavo.

La pressione sull'estradosso del tubo è data dalla seguente formula:

$$p_b = \chi * \gamma_B * h \quad (1) \text{ (per pareti di scavo verticali)}$$

con

$$\chi = \frac{1 - e^{-2 * h/b * K1 * \tan \delta}}{2 * h/b * K1 * \tan \delta}$$

dove i simboli hanno i seguenti significati:

γ_B = peso specifico del terreno

h = distanza fra la superficie stradale e l'estradosso del tubo

b = larghezza dello scavo in corrispondenza dell'estradosso del tubo

$K1$ = rapporto tra la pressione orizzontale e la pressione verticale del terreno (vedi tabella 1)

δ = angolo d'attrito fra terreno di rinterro e le pareti della trincea (vedi tabella 2)

TABELLA 1: k1

per compattazione		
scarsa	media	buona
da 0 a 0,5	0,5	0,5

TABELLA 2: delta

per compattazione		
scarsa	media	buona
da 0 a 1/3 di ϕ	2/3 di ϕ	ϕ

φ : minore fra l'angolo d'attrito interno del terreno scavato e quello del terreno di riporto (vedi anche tabella 3)

Nel caso di pareti di scavo non verticali, detto β l'angolo acuto formato dalla parete dello scavo con l'orizzontale ($\beta=90$ significa parete verticale), basta sostituire nella (1) a χ il valore $\chi\beta$ ottenuto interpolando linearmente fra $\chi\beta = 1$ per $\beta = 0$ e $\chi\beta = \chi$ per $\beta = 90$ gradi:

$$\chi\beta = 1 - \beta/90 + \chi * \beta/90$$

Tabella 3: Classificazione dei gruppi di terreno

DESCRIZIONE	GRUPPO	ANGOLO ATT.	PESO SPEC.
terreni non coesivi (A1)	1	35	20
terreni debolmente legati (A2; A3)	2	30	20
terreni leganti misti, sabbia legante mista a ghiaia, brecce e pietre debolmente legate (A4)	3	25	20
argille, limi, terreni misti leganti (A5...A7)	4	20	20

Tabella 3a: Metodo di posa in opera del rinfiacco e del rinterro

CONDIZIONE DI INCASSAMENTO		
CONDIZIONE DI INGHAIAIATURA	RINFIANCO	RINTERRO
riempimento della trincea a strati sistemato contro i fianchi dello scavo senza determinare il grado di compattazione	a1	b1
protezione delle pareti della trincea con palancole rimosse gradualmente in successione al riempimento dello scavo	a2	b2
protezione delle pareti della trincea con palancole rimosse solo dopo il riempimento dello scavo	a3	b3
riempimento della trincea a strati compattati contro i fianchi dello scavo e con il controllo del grado di compattazione	a4	b4

2.2 SOVRACCARICHI STATICI SUL PIANO CAMPAGNA

I sovraccarichi sul piano campagna vengono determinati in analogia con quanto riportato al punto 2.1 mediante la relazione:

$$p_s = \chi_0 * p_0 \quad (1.1) \quad (\text{per pareti di scavo verticali})$$

con

$$\chi = 2 * h/b * K1 * \tan \delta$$

dove i simboli hanno i seguenti significati:

p_0 = sovraccarico sul piano campagna

h = distanza fra la superficie stradale e l'estradosso del tubo

b = larghezza dello scavo in corrispondenza dell'estradosso del tubo

$K1$ = rapporto tra la pressione orizzontale e la pressione verticale del terreno (vedi tabella 1)

δ = angolo d'attrito fra terreno di rinterro e le pareti della trincea (vedi tabella 2)

L'influenza delle pareti inclinate viene valutata come riportato al punto 2.1

3 - CARICHI MOBILI

La pressione "p" esercitata sul condotto dal carico stradale è calcolata in base alla teoria di Boussinesq (diffusione di un carico circolare in un semispazio omogeneo e isotropo) ed è fornita dalla seguente equazione:

$$p = a_F * p_F \quad (2)$$

dove:

$$p_F = \frac{F_A}{r_A^{2*} \pi} \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (r_A/h)^2} \right)^{3/2} \right] + \frac{3 * F_E}{2 * \pi * h^2} \left[\frac{1}{1 + (r_E / h)^2} \right]^{5/2}$$

$$aF = 1 - \frac{0.9}{0.9 + \frac{4 \times h^2 + h^6}{1.1 \times dm^{2/3}}} \quad (3) \quad dm = \frac{da + di}{2}$$

I simboli utilizzati hanno i seguenti significati:

da = diametro esterno del tubo

di = diametro interno del tubo

F_A = carico sulla superficie considerata

F_E = carico sulle superfici circostanti a quella considerata

h = altezza di rinterro del tubo

r_E = distanza del baricentro della superficie considerata dal baricentro dei carichi circostanti

r_A = raggio medio equivalente della superficie con carico F_A

L'equazione (3) è valida per:

$$h \geq 0,5 \text{ m}$$

$$dm \leq 5 \text{ m}$$

Le formule precedenti sono applicate utilizzando i carichi stradali q1C (carico complessivo pari a 550 KN) e q1D (carico complessivo pari a 310 KN), e specifica come tali carichi sono distribuiti sul manto stradale; in base a detta distribuzione i parametri delle precedenti formule assumono i valori riportati nella seguente tabella:

Tabella 4

Veicoli	F _A [KN]	F _E [KN]	r _A [m]	r _E [m]
SLW 60	100	500	0.25	1.82
SLW 30	50	250	0.18	1.82
LKW 12	40	80	0.15	2.26

Per tenere conto dell'azione dinamica dei veicoli, si moltiplica il valore di "p" per un coefficiente dinamico φ, ottenendo la seguente relazione :

$$p_v = p * \phi$$

dove φ = 1,2 per veicoli tipo SLW60, φ = 1,4 per il tipo SLW 30, φ = 1,5 per il tipo LKW 12

4 - CONCENTRAZIONE DELLE TENSIONI

Sulle tubazioni rigide, quali possono essere considerate quelle in GRES, si riscontrano sollecitazioni superiori a quelle presenti nel terreno immediatamente circostante. Si definisce fattore di concentrazione "lambda" il rapporto fra la pressione verticale agente sulla tubazione e la pressione verticale media calcolata in base alla (1). Il valore di lambda è influenzato dai moduli di deformazione dei terreni attorno al tubo e dalla "sporgenza efficace" (funzione a sua volta delle modalità di allettamento del condotto).

4.1 - MODULI DI DEFORMAZIONE DEL TERRENO

I valori dei moduli di deformazione del terreno di rinfianco "e2" e di rinterro "e1" sono desunti dalla seguente tabella:

Condizione di inghiaatura	A1		A2 e A3		A4	
Condizione di incassamento	B1		B2 e B3		B4	
Gruppo di terreno	D _{pr}	E _{1,2}	D _{pr}	E _{1,2}	D _{pr}	E _{1,2}
G1	95	16	90	6	97	23
G2	95	8	90	3	97	11
G3	92	3	90	2	95	5
G4	92	2	90	1.5	--	--

D_{pr} = grado di costipazione in % rispetto alla densità ottenuta con la prova Proctor
 $E_{1,2}$ = Modulo di deformazione del terreno in N/mm^2

Per quanto attiene al modulo di deformazione del terreno esistente sotto lo scavo e_4 , in mancanza di valutazioni attendibili, si assume $e_4 = 10 \cdot e_1$.

Il valore di " e_2 " è a sua volta influenzato dalla larghezza della trincea " b " e della eventuale presenza di falda;

pertanto il suo valore viene corretto secondo la seguente espressione:

$$e'_2 = f \cdot \alpha_B \cdot e_2$$

dove:

f varia da 0,75 a 0,9 in presenza di falda e per indice di compattazione variabile da scarso a medio;

$$\alpha_B = 1 - (4 - b/da) \cdot (1 - \alpha_{Bi}) / 3$$

$\alpha_{Bi} = 0$ per compattazione molto scarsa

$\alpha_{Bi} = 2/3$ per compattazione media

$\alpha_{Bi} = 1/3$ per compattazione scarsa

$\alpha_{Bi} = 1$ per compattazione buona

In ogni caso α_B deve essere compreso fra 0 e 1.

4.2 - SPORGENZA EFFICACE

Si definisce sporgenza efficace il prodotto del diametro esterno " d_a " del tubo per un coefficiente " a " funzione delle modalità di allettamento del tubo. In linea di massima si possono comunque specificare i casi seguenti:

- posa su massetto di cls poco più largo del tubo :

$$a \cdot d_a = d_a + \text{lo spessore del massetto misurato a partire dall'intradosso del tubo (} a > 1 \text{)}$$

- posa su massetto di cls molto più largo del tubo:

$$a \cdot d_a = d_a - \text{l'altezza della porzione di tubo avvolta dal cls:}$$

angolo di avvolgimento :	
2α	a
90	0,85
120	0,75
180	0,50

- posa in sabbia :

$$a = 1 \text{ (cioè sporgenza relativa pari al diametro esterno } d_a \text{)}$$

Per tenere conto della deformabilità del terreno, il valore di " a " viene corretto con la seguente formula:

$$a' = a \cdot e_1/e_2 \geq 0,25$$

4.3 - DETERMINAZIONE DEL FATTORE DI CONCENTRAZIONE

Il fattore di concentrazione λ_R è dato dalla seguente formula:

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \cdot \frac{4K_2}{3} \times \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0.25}}{V_s + a' \cdot \frac{3 + K_2}{3} \times \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0.25}} \leq 4$$

Il massimo valore del fattore di concentrazione $\max \lambda$ è dato dalla seguente formula:

$$\max \lambda = 1 + \frac{a' \cdot \frac{h}{d_a}}{4 + 2.4 \cdot \frac{e_1}{e_4} + (0.55 + 1.8 \cdot \frac{e_1}{e_4}) \cdot \frac{h}{d_a}}$$

Il rapporto delle rigidezze V_s è uguale a

$$V_s = \frac{S_R}{|c_v^*| \times S_{bv}} \quad S_R = \frac{E * J}{r^3} \quad S_{bv} = \frac{E_2}{a}$$

Dove il coefficiente di deformazione vale

$$c_v^* = c_{v1} + c_{v2} \cdot K^*$$

Angolo di supporto	C_{v1}	C_{v2}	C_{h1}	C_{h2}
60°	-0.1053	0.0640	0.1026	-0.0658
90°	-0.0966	0.0640	0.0956	-0.0658
120°	-0.0893	0.0640	0.0891	-0.0658
180°	-0.0833	0.0640	0.0833	-0.0658

Il valore del coeff. di concentrazione λ_R è valido nel caso di tubazione in rilevato o in trincea larga; più in generale si utilizza nei calcoli un fattore λ_{RG} dato dalle seguenti relazioni :

- per $b/da > 4$: $\lambda_{RG} = \lambda_R$

- per $1 < b/da < 4$: $\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \times \frac{d}{d_e} + \frac{4 - \lambda_R}{3}$

- per $b/da = 1$: $\lambda_{RG} = 1$

5 – PRESSIONI AGENTI SUL TUBO

5.1 - PRESSIONE VERTICALE

$$q_v = \lambda_{RG} (\chi \cdot \gamma \cdot h + \chi_0 \cdot p_e) + p_v$$

5.2 - PRESSIONE ORIZZONTALE

$$q_h = K_2 (\lambda_b p_E + \gamma \cdot \frac{d_e}{2}) \quad p_E = p_b + p_s$$

5 – VERIFICA delle DEFORMAZIONI

In base a quanto esposto nei capitoli precedenti, la deformazione massima della condotta interrata sollecitata dai carichi sopra descritti vale:

$$\Delta dv = c_v^* \cdot \frac{qv - qh}{S_R} \cdot 2 \times r \quad \text{deformazione assoluta}$$

$$\delta v = \frac{\Delta dv}{2r} \cdot 100 \quad \text{deformazione percentuale}$$

RELAZIONE DI VERIFICA STATICA
di condotte interrate in PVC strutturato tipo *ALVEHOL*
d.e. 315; 400 mm
Classi Sn 8 kN/m²

Premessa

La presente relazione di calcolo statico verifica le condizioni di stabilità di condotte deformabili, quali quelle in PVC strutturato, posate in trincea aperta con la tecnica tradizionale. In relazione alle condizioni di posa ipotizzate, vengono esaminate le sezioni più significative scelte tra quelle staticamente più sollecitate dall'insieme dei carichi permanenti e sovraccarichi accidentali. Le caratteristiche meccaniche delle condotte verificate sono quelle di riferimento e riportate nella norma specifica di prodotto EN 13746 mentre le condizioni di posa fanno riferimento alle prescrizioni fornite dalla Committente. La procedura di verifica, riportata in appendice, segue il codice di calcolo ATV 127.

CONDIZIONI DI INSTALLAZIONE

SEZIONE UNO : condotte posate sotto il piano stradale

Tubo in PVC strutturato de 315 e 400mm Alvehol Sn 8 kN/m²

Letto di posa: in sabbia/ghiaietto

Rinfianco: sabbia/ghiaietto (1./. 5mm). Angolo di attrito interno $\varphi = 33^\circ$; peso specifico $\gamma = 19 \text{ ./} . 19.5 \text{ kN/mc}$.

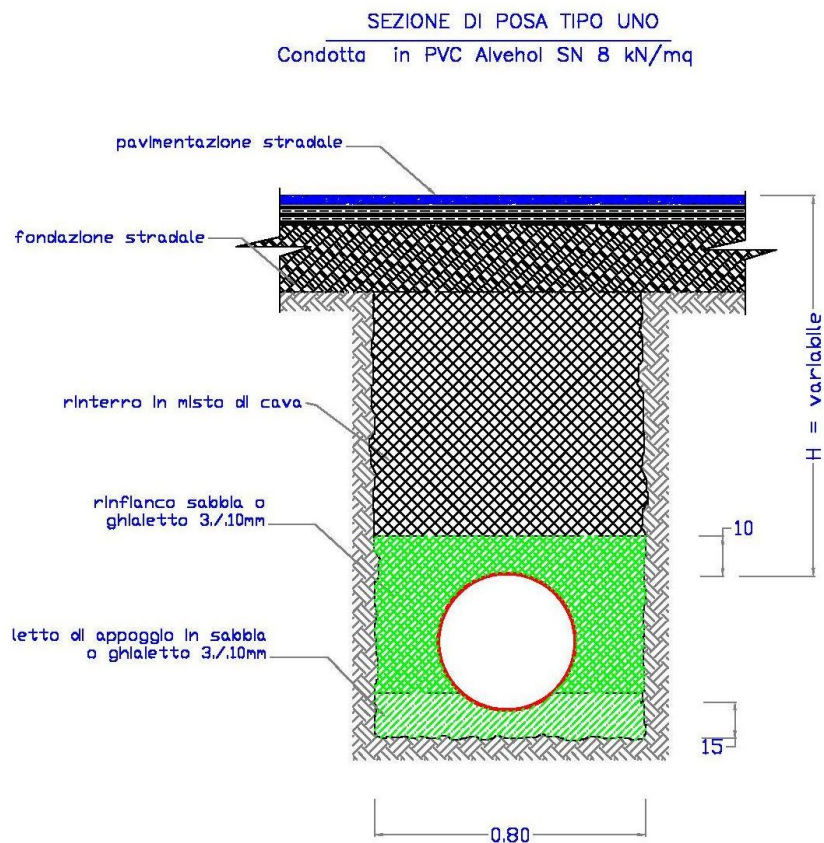
Rinterro: risulta di scavo . Angolo di attrito interno $\varphi > = 28^\circ$; peso spec. $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$.

Pareti trincea: angolo 90°

Sagoma trincea: trincea stretta

Terreno in sito: Angolo di attrito interno $\varphi < 25^\circ$; peso specifico $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$

Carichi accidentali: traffico stradale pesante (550 kN)



RISULTATI DELLA VERIFICA

Le verifiche statiche sono state elaborate sulla scorta dei dati forniti dalla Committente. Le risultanze numeriche dei calcoli elaborati con la procedura descritta nell'allegato sono riportate nelle schede seguenti. La verifica eseguita allo stato limite di deformazione (def. ammissibile $\delta_{amm} = 5\% \Phi$) evidenzia che le condotte posate nelle condizioni descritte hanno deformazioni minori di quelle massime ammissibili.

Viste le considerazioni sopra riportate, sulla scorta delle verifiche numeriche eseguite, si ritiene che le condotte in PVC Strutturato Gresintex Alvehol possano trovare applicazione nell'utilizzo proposto.

Di seguito le tabelle con i risultati numerici delle verifiche

Alvehol D.e 315 Sn 8

Sezione 1		Φ 315		Sn 8					
Hsc	b	α	γ	φ	dr%	falda	sovr. P.c.	E1	E2
1,315	0,80	90	20	30	88	0,0	0	4,00	1,4
hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificat o	
1,00	0,96	16,44	59,96	9,38	75,67	UNO	4,89	Si	

Sezione 2		Φ 315		Sn 8					
Hsc	b	α	γ	φ	dr%	falda	sovr. P.c.	E1	E2
1,815	0,80	90	20	30	88	0,0	0	4,00	1,4
hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificat o	
1,50	0,97	25,96	37,59	13,59	62,72	UNO	4,07	Si	

Sezione 3		Φ 315		Sn 8					
Hsc	b	α	γ	φ	dr%	falda	sovr. P.c.	E1	E2
2,315	0,80	90	20	30	88	0,0	0	4,00	1,4
hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificat o	
2,00	0,97	33,03	29,83	17,58	61,74	UNO	3,75	Si	

Alvehol D.e. 400 Sn 8

Sezione 4		Φ 400		Sn 8					
Hsc	b	α	γ	φ	dr%	falda	sovr. P.c.	E1	E2
1,4	0,80	90	20	30	88	0,0	0	4,00	1,4
hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificat o	
1,00	0,98	16,44	59,87	10,17	75,98	UNO	4,72	Si	

Sezione 5		Φ 400		Sn 8					
Hsc	b	α	γ	φ	dr%	falda	sovr. P.c.	E1	E2
1,9	0,80	90	20	30	88	0,0	0	4,00	1,4
hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificat o	
1,50	1,00	25,96	37,54	14,46	63,43	UNO	4,10	Si	

Sezione 6		Φ 400		Sn 8					
Hsc	b	α	γ	φ	dr%	falda	sovr. P.c.	E1	E2
2,4	0,80	90	20	30	88	0,0	0	4,00	1,4
hr	λ	p_rint	p_traff	q_or	q_tot	sez. Tipo	def % F	verificat o	
2,00	1,00	33,03	29,81	18,82	62,74	UNO	3,77	Si	

APPENDICE B - Note sulla metodologia di calcolo

1 - INTRODUZIONE

La metodologia di calcolo appresso descritta permette di calcolare le deformazioni massime raggiunte da un tubo deformabile sottoposto alle tensioni derivanti dai carichi permanenti e dai sovraccarichi accidentali. Le relazioni appresso riportate derivano dall'applicazione di principi della geotecnica e della Scienza delle Costruzioni e sono state raccolte ed organizzate in una procedura standard dall' Istituto ATV tedesco (codice di calcolo ATV 127). Tale metodo valuta il comportamento del sistema tubo-terreno e ne determina la deformazione sotto l'azione delle forze esterne. Il tubo è considerato deformabile con una rigidità confrontabile a quella del semispazio in cui è immerso. I valori delle sollecitazioni sono determinati con le teorie di Terzaghi, per i carichi da rinterro, e con la teoria di Boussinesq per il carico dal traffico sul piano stradale. Dal confronto delle rigidità con le sollecitazioni calcolate, il codice determina la deformazione diametrale delle condotte e, conseguentemente, le tensioni indotte nei tubi.

Simili procedure sono state messe a punto anche dall'istituto AWWA americano sulla scorta delle ricerche eseguite da Marston e Spangler. Il procedimento di calcolo adottato, seppur con diversa terminologia e taratura dei parametri, è riportato in Italia su vari testi di costruzioni idrauliche quali il "Manuale di Progettazione" del "Centro deflussi urbani" e "Fognature" di L. Da Deppo e C. Tadei Univ. Padova.

Le deformazioni diametrali e la stabilità tensionale calcolate con i metodi descritti devono essere confrontati con i valori massimi ammissibili riportati nelle normative di riferimento; come fissato nel codice ATV e accolto anche dall'istituto Italiano dei Plastici, per le deformazioni limite massimo ammissibile è fissato nel 5 % del diametro mentre per i fattori di sicurezza relativi alla stabilità strutturale è opportuno non scendere sotto il valore 2.5.

2 – DETERMINAZIONE DEL CARICO STATICO

2.1 CARICO DOVUTO AL RINTERRO

Il carico statico, dovuto al peso del terreno, è calcolato in base alla Teoria del Silo (Terzaghi) che tiene essenzialmente conto dell'azione di sostentamento del terreno di riporto che si sviluppa lungo le pareti dello scavo, sostentamento che attenua il carico conseguente al peso del terreno riportato nello scavo.

La pressione sull'estradosso del tubo è data dalla seguente formula:

$$p_b = \chi * \gamma_B * h \quad (1) \text{ (per pareti di scavo verticali)}$$

con

$$\chi = \frac{1 - e^{-2 * h/b * K1 * \tan \delta}}{2 * h/b * K1 * \tan \delta}$$

dove i simboli hanno i seguenti significati:

γ_B = peso specifico del terreno

h = distanza fra la superficie stradale e l'estradosso del tubo

b = larghezza dello scavo in corrispondenza dell'estradosso del tubo

$K1$ = rapporto tra la pressione orizzontale e la pressione verticale del terreno (vedi tabella 1)

δ = angolo d'attrito fra terreno di rinterro e le pareti della trincea (vedi tabella 2)

TABELLA 1: k1

per compattazione		
scarsa	media	buona
da 0 a 0,5	0,5	0,5

TABELLA 2: delta

per compattazione		
scarsa	media	buona
da 0 a 1/3 di ϕ	2/3 di ϕ	ϕ

ϕ : minore fra l'angolo d'attrito interno del terreno scavato e quello del terreno di riporto (vedi anche tabella 3)

Nel caso di pareti di scavo non verticali, detto β l'angolo acuto formato dalla parete dello scavo con l'orizzontale ($\beta=90$ significa parete verticale), basta sostituire nella (1) a χ il valore $\chi\beta$ ottenuto interpolando linearmente fra $\chi\beta = 1$ per $\beta = 0$ e $\chi\beta = \chi$ per $\beta = 90$ gradi:

$$\chi\beta = 1 - \beta/90 + \chi * \beta/90$$

Tabella 3: Classificazione dei gruppi di terreno

DESCRIZIONE	GRUPPO	ANGOLO ATT.	PESO SPEC.
terreni non coesivi (A1)	1	35	20
terreni debolmente legati (A2; A3)	2	30	20
terreni leganti misti, sabbia legante mista a ghiaia, brecce e pietre debolmente legate (A4)	3	25	20
argille, limi, terreni misti leganti (A5...A7)	4	20	20

Tabella 3a: Metodo di posa in opera del rinfiacco e del rinterro

CONDIZIONE DI INCASSAMENTO		
CONDIZIONE DI INGHAIAIATURA	RINFIANCO	RINTERRO
riempimento della trincea a strati sistemato contro i fianchi dello scavo senza determinare il grado di compattazione	a1	b1
protezione delle pareti della trincea con palancole rimosse gradualmente in successione al riempimento dello scavo	a2	b2
protezione delle pareti della trincea con palancole rimosse solo dopo il riempimento dello scavo	a3	b3
riempimento della trincea a strati compattati contro i fianchi dello scavo e con il controllo del grado di compattazione	a4	b4

2.2 SOVRACCARICHI STATICI SUL PIANO CAMPAGNA

I sovraccarichi sul piano campagna vengono determinati in analogia con quanto riportato al punto 2.1 mediante la relazione:

$$p_s = \chi_0 * p_0 \quad (1.1) \quad (\text{per pareti di scavo verticali})$$

con

$$\chi = 2 * h/b * K1 * \tan \delta$$

dove i simboli hanno i seguenti significati:

p_0 = sovraccarico sul piano campagna

h = distanza fra la superficie stradale e l'estradosso del tubo

b = larghezza dello scavo in corrispondenza dell'estradosso del tubo

$K1$ = rapporto tra la pressione orizzontale e la pressione verticale del terreno (vedi tabella 1)

δ = angolo d'attrito fra terreno di rinterro e le pareti della trincea (vedi tabella 2)

L'influenza delle pareti inclinate viene valutata come riportato al punto 2.1

3 - CARICHI MOBILI

La pressione "p" esercitata sul condotto dal carico stradale è calcolata in base alla teoria di Boussinesq (diffusione di un carico circolare in un semispazio omogeneo e isotropo) ed è fornita dalla seguente equazione:

$$p = a_F * p_F \quad (2)$$

dove:

$$p_F = \frac{F_A}{r_A^{2*} \pi} \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (r_A/h)^2} \right)^{3/2} \right] + \frac{3 * F_E}{2 * \pi * h^2} \left[\frac{1}{1 + (r_E / h)^2} \right]^{5/2}$$

$$aF = 1 - \frac{0.9}{0.9 + \frac{4 \times h^2 + h^6}{1.1 \times dm^{2/3}}} \quad (3) \quad dm = \frac{da + di}{2}$$

I simboli utilizzati hanno i seguenti significati:

da = diametro esterno del tubo

di = diametro interno del tubo

F_A = carico sulla superficie considerata

F_E = carico sulle superfici circostanti a quella considerata

h = altezza di rinterro del tubo

r_E = distanza del baricentro della superficie considerata dal baricentro dei carichi circostanti

r_A = raggio medio equivalente della superficie con carico F_A

L'equazione (3) è valida per:

$$h \geq 0,5 \text{ m}$$

$$dm \leq 5 \text{ m}$$

Le formule precedenti sono applicate utilizzando i carichi stradali q1C (carico complessivo pari a 550 KN) e q1D (carico complessivo pari a 310 KN), e specifica come tali carichi sono distribuiti sul manto stradale; in base a detta distribuzione i parametri delle precedenti formule assumono i valori riportati nella seguente tabella:

Tabella 4

Veicoli	F _A [KN]	F _E [KN]	r _A [m]	r _E [m]
SLW 60	100	500	0.25	1.82
SLW 30	50	250	0.18	1.82
LKW 12	40	80	0.15	2.26

Per tenere conto dell'azione dinamica dei veicoli, si moltiplica il valore di "p" per un coefficiente dinamico φ, ottenendo la seguente relazione :

$$p_v = p * \phi$$

dove φ = 1,2 per veicoli tipo SLW60, φ = 1,4 per il tipo SLW 30, φ = 1,5 per il tipo LKW 12

4 - CONCENTRAZIONE DELLE TENSIONI

Sulle tubazioni rigide, quali possono essere considerate quelle in GRES, si riscontrano sollecitazioni superiori a quelle presenti nel terreno immediatamente circostante. Si definisce fattore di concentrazione "lambda" il rapporto fra la pressione verticale agente sulla tubazione e la pressione verticale media calcolata in base alla (1). Il valore di lambda è influenzato dai moduli di deformazione dei terreni attorno al tubo e dalla "sporgenza efficace" (funzione a sua volta delle modalità di allettamento del condotto).

4.1 - MODULI DI DEFORMAZIONE DEL TERRENO

I valori dei moduli di deformazione del terreno di rinfianco "e2" e di rinterro "e1" sono desunti dalla seguente tabella:

Condizione di inghiaatura	A1		A2 e A3		A4	
Condizione di incassamento	B1		B2 e B3		B4	
Gruppo di terreno	D _{pr}	E _{1,2}	D _{pr}	E _{1,2}	D _{pr}	E _{1,2}
G1	95	16	90	6	97	23
G2	95	8	90	3	97	11
G3	92	3	90	2	95	5
G4	92	2	90	1.5	--	--

D_{pr} = grado di costipazione in % rispetto alla densità ottenuta con la prova Proctor
 $E_{1,2}$ = Modulo di deformazione del terreno in N/mm^2

Per quanto attiene al modulo di deformazione del terreno esistente sotto lo scavo e_4 , in mancanza di valutazioni attendibili, si assume $e_4 = 10 \cdot e_1$.

Il valore di " e_2 " è a sua volta influenzato dalla larghezza della trincea " b " e della eventuale presenza di falda;

pertanto il suo valore viene corretto secondo la seguente espressione:

$$e'_2 = f \cdot \alpha_B \cdot e_2$$

dove:

f varia da 0,75 a 0,9 in presenza di falda e per indice di compattazione variabile da scarso a medio;

$$\alpha_B = 1 - (4 - b/da) \cdot (1 - \alpha_{Bi}) / 3$$

$\alpha_{Bi} = 0$ per compattazione molto scarsa

$\alpha_{Bi} = 2/3$ per compattazione media

$\alpha_{Bi} = 1/3$ per compattazione scarsa

$\alpha_{Bi} = 1$ per compattazione buona

In ogni caso α_B deve essere compreso fra 0 e 1.

4.2 - SPORGENZA EFFICACE

Si definisce sporgenza efficace il prodotto del diametro esterno " d_a " del tubo per un coefficiente " a " funzione delle modalità di allettamento del tubo. In linea di massima si possono comunque specificare i casi seguenti:

- posa su massetto di cls poco più largo del tubo :

$$a \cdot d_a = d_a + \text{lo spessore del massetto misurato a partire dall'intradosso del tubo (} a > 1 \text{)}.$$

- posa su massetto di cls molto più largo del tubo:

$$a \cdot d_a = d_a - \text{l'altezza della porzione di tubo avvolta dal cls:}$$

angolo di avvolgimento :	
2α	a
90	0,85
120	0,75
180	0,50

- posa in sabbia :

$$a = 1 \text{ (cioè sporgenza relativa pari al diametro esterno } d_a \text{)}$$

Per tenere conto della deformabilità del terreno, il valore di " a " viene corretto con la seguente formula:

$$a' = a \cdot e_1/e_2 \geq 0,25$$

4.3 - DETERMINAZIONE DEL FATTORE DI CONCENTRAZIONE

Il fattore di concentrazione λ_R è dato dalla seguente formula:

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \cdot \frac{4K_2}{3} \times \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0.25}}{V_s + a' \cdot \frac{3 + K_2}{3} \times \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0.25}} \leq 4$$

Il massimo valore del fattore di concentrazione $\max \lambda$ è dato dalla seguente formula:

$$\max \lambda = 1 + \frac{a' \cdot \frac{h}{d_a}}{4 + 2.4 \cdot \frac{e_1}{e_4} + (0.55 + 1.8 \cdot \frac{e_1}{e_4}) \cdot \frac{h}{d_a}}$$

Il rapporto delle rigidezze V_s è uguale a

$$V_s = \frac{S_R}{|c_v^*| \times S_{bv}} \quad S_R = \frac{E * J}{r^3} \quad S_{bv} = \frac{E_2}{a}$$

Dove il coefficiente di deformazione vale

$$c_v^* = c_{v1} + c_{v2} \cdot K^*$$

Angolo di supporto	C_{v1}	C_{v2}	C_{h1}	C_{h2}
60°	-0.1053	0.0640	0.1026	-0.0658
90°	-0.0966	0.0640	0.0956	-0.0658
120°	-0.0893	0.0640	0.0891	-0.0658
180°	-0.0833	0.0640	0.0833	-0.0658

Il valore del coeff. di concentrazione λ_R è valido nel caso di tubazione in rilevato o in trincea larga; più in generale si utilizza nei calcoli un fattore λ_{RG} dato dalle seguenti relazioni :

- per $b/da > 4$: $\lambda_{RG} = \lambda_R$

- per $1 < b/da < 4$: $\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \times \frac{d}{d_e} + \frac{4 - \lambda_R}{3}$

- per $b/da = 1$: $\lambda_{RG} = 1$

5 – PRESSIONI AGENTI SUL TUBO

5.1 - PRESSIONE VERTICALE

$$q_v = \lambda_{RG} (\chi \cdot \gamma \cdot h + \chi_0 \cdot p_e) + p_v$$

5.2 - PRESSIONE ORIZZONTALE

$$q_h = K_2 (\lambda_b p_E + \gamma \cdot \frac{d_e}{2}) \quad p_E = p_b + p_s$$

5 – VERIFICA delle DEFORMAZIONI

In base a quanto esposto nei capitoli precedenti, la deformazione massima della condotta interrata sollecitata dai carichi sopra descritti vale:

$$\Delta dv = c_v^* \cdot \frac{qv - qh}{S_R} \cdot 2 \times r \quad \text{deformazione assoluta}$$

$$\delta v = \frac{\Delta dv}{2r} \cdot 100 \quad \text{deformazione percentuale}$$