

tecno habitat

società di ingegneria

COMMITTENTE IMMOBILIARE PIZZOL SRL - SERGIO MARCON

PROGETTO PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "RAMERA 2"

TITOLO RELAZIONE TECNICA IDRAULICA

ALL. N
PUA

Data	Nome file	Scala stampa	Scala
Descrizione	Disegnato	Verificato	Approvato
Febbraio 2021	-	-	-
RT per estendimento rete	-	-	-

tecno habitat s.r.l.
Via Natale Battaglia, 22 - 20127 Milano – tel. 02 2614 8322 - fax 02 2614 5697
thmi@tecnohabitat.com - tecnomi@pec.it - www.tecnohabitat.com
P. IVA · C.F. · ISCR. REG. IMP. 11718220152 · C.D. A4707H7 · REA Milano 1492797

Questo documento contiene informazioni di proprietà di tecno habitat s.r.l. e deve essere utilizzato esclusivamente dal destinatario in relazione alle finalità per le quali è stato ricevuto. È vietata qualsiasi forma di riproduzione e di divulgazione senza l'esplicito consenso di tecno habitat s.r.l. This document contains informations belonging to tecno habitat s.r.l. and it will have to be used exclusively for the purposes for which it has been furnished. Whatever shape of spreading or reproduction without the written permission of tecno habitat s.r.l. is prohibited.

IMMOBILIARE PIZZOL SRL **Borgo Mazzini 44, Treviso (TV)**

SERGIO MARCON
Via Ungheresca nord 175, Marenò di Piave (TV)

RELAZIONE TECNICO IDRAULICA

Richiesta rilascio permesso a costruire per la realizzazione di Piano Urbanistico Attuativo (P.U.A.) ai sensi dell'art. 20 della L.R. 11/2004

Febbraio 2021

COMMITTENTE	TITOLO	VERSIONE	DATA STAMPA	PAGINA
IMMOBILIARE PIZZOL SRL SERGIO MARCON	Relazione tecnica idraulica	0	09/02/2021	1 di 12

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. FOGNATURA NERA.....	4
3.1 DESCRIZIONE GENERALE	4
3.2 DETERMINAZIONE DEI FABBISOGNI IDRICI.....	5
3.3 STIMA DEGLI ABITANTI EQUIVALENTI.....	6
3.4 PORTATA MEDIA.....	6
3.5 PORTATA DI PUNTA	7
3.6 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE	8
3.7 VERIFICA SULLE VELOCITÀ	9
4 VERIFICA STATICA TUBAZIONI RIGIDE.....	9
4.1 DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI TUBAZIONI RIGIDE	10
5. CONCLUSIONI.....	12

ALLEGATI

Tabella n°1_fogna nera portata, dimensionamento, verifica velocità

Tabella n°2_verifica statica tubazioni rigide (ghisa)

1. INTRODUZIONE

La presente relazione, congiuntamente agli elaborati grafici di dettaglio in allegato, illustra il progetto del sistema di fognatura nera a servizio del comparto oggetto del Piano Urbanistico Attuativo depositato in comune di Mareno di Piave (TV) con previsione di allaccio in via Padania, nel comune di San Vendemiano (TV).

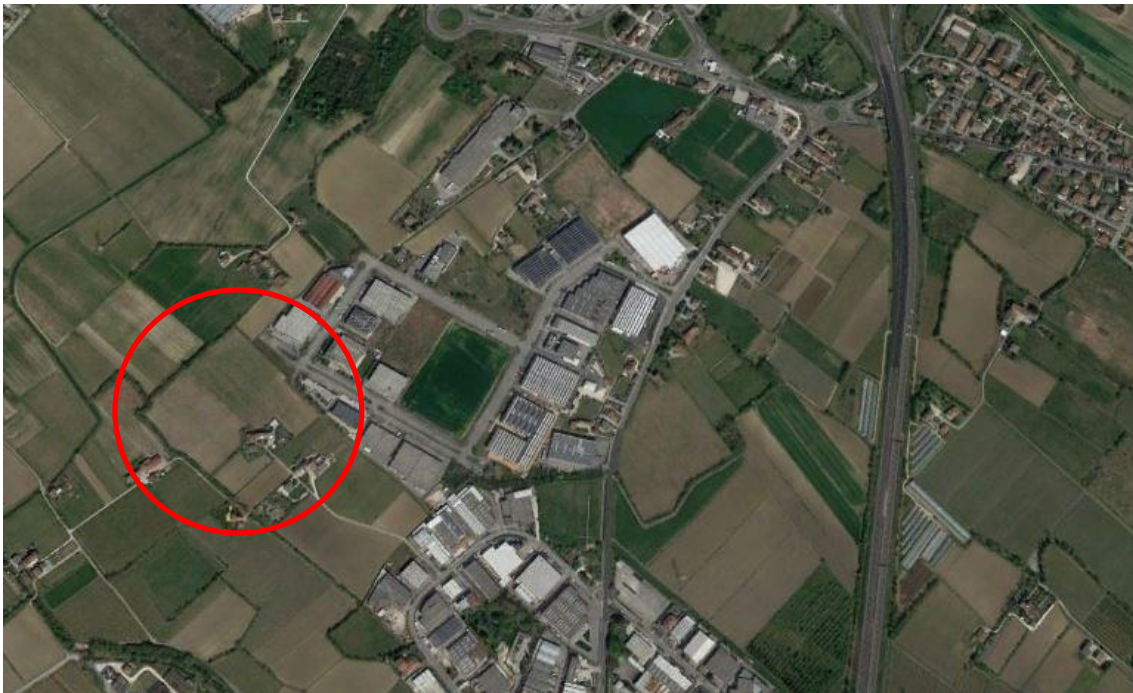


Figura 1 - inquadramento area d'intervento

In linea generale:

- tutte le acque di origine domestica (nere) derivanti dal Lotto A, B e dal lotto privato esistente vengono conferite nel collettore fognario di nuova realizzazione che si sviluppa per circa 175 metri con direttrice SW - NE fino alla confluenza nell'esistente collettore comunale transitante lungo via Padania comune di San Vendemiano (TV).

Nei capitoli successivi verrà affrontato il tema relativamente all'area d'intervento con particolare riguardo alle scelte progettuali ed ai criteri di calcolo che hanno determinato la configurazione planimetrica del sopradescritto sistema di smaltimento reflui.

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione delle opere si rimanda agli elaborati grafici di dettaglio.

COMMITTENTE	TITOLO	VERSIONE	DATA STAMPA	PAGINA
IMMOBILIARE PIZZOL SRL SERGIO MARCON	Relazione tecnica idraulica	0	09/02/2021	3 di 12

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Regolamento di Fognatura Comunale
Piano di Tutela della Acque Art. 121, Decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, "Norme in materia ambientale

3. FOGNATURA NERA

3.1 Descrizione generale

Il presente Piano Urbanistico Attuativo ha un'estensione superficiale di circa 45.000 mq. Sostanzialmente si compone essenzialmente di n°3 Lotti, di cui n°2 a carattere terziario e artigianale e n°1 residenziale:

- Lotto A terziario-produttivo;
- Lotto B industriale-artigianale (deposito/magazzino);
- Lotto PRIVATO residenziale esistente;

Le acque reflue derivanti dai suddetti n°3 lotti vengono raccolte e trasportate da un'unica condotta in ghisa rivestita DN200 (tratto N1-N6) che a gravità, con pendenza pari a $p=0,3\%$, le conferisce entro l'esistente collettore comunale transitante lungo via Padania, in corrispondenza della nuova cameretta d'ispezione N6.

La natura di tutti reflui è di origine domestica e, seppur sia prevista necessariamente un'aliquota di portata connessa con l'attività lavorativa, non sono presenti scarichi assimilabili a quelli di tipo industriale e/o derivanti da attività idroesigenti.

Si prevede che ciascun lotto sia allacciato alla dorsale principale di cui sopra con tubazione in PVC SN8 DN125, previa interposizione del classico pozzetto ISB (Ispezione Sifone Braga) accessibile H24 al Personale dell'Ente Gestore preposto.

Mediamente la quota della pavimentazione stradale finita si attesta alla quota assoluta di +145.00 m.s.l.m.

La quota di scorrimento del recapito comunale DN200 è pari a circa +143,50 m.s.l.m.

La confluenza in corrispondenza del pozzetto d'ispezione di nuova realizzazione N6 avviene con idoneo allineamento dei cieli delle condotte (+143,70 m.s.l.m.).

Per maggior chiarezza si rimanda all'elaborato grafico di dettaglio e, più nello specifico, al profilo altimetrico della condotta.

COMMITTENTE	TITOLO	VERSIONE	DATA STAMPA	PAGINA
IMMOBILIARE PIZZOL SRL SERGIO MARCON	Relazione tecnica idraulica	0	09/02/2021	4 di 12

3.2 Determinazione dei fabbisogni idrici

Il P.R.R.A. Veneto, Piano di Risanamento Regionale Acque ha stimato le dotazioni idriche unitarie afferenti ai vari usi idrici ed i coefficienti di punta; sulla base di questi si è eseguito il calcolo della portata media giornaliera.

Come precedentemente accennato, nell'area in esame la portata nera è costituita da un'aliquota di origine domestica e un'aliquota legata inevitabilmente all'attività lavorativa.

Relativamente alla portata di origine domestica, dall'appendice settore acquedotti del succitato P.R.R.A. si evince che i fabbisogni potabili e sanitari sono stati definiti in base alla tipologia della popolazione e comprendono le normali perdite di rete; per il caso in esame il fabbisogno di base è di 200 l/ab*gg incrementato in funzione della classe demografica come indicato in Tab. 1

Abitanti residenti	Dotazione aggiuntiva [l/ab*gg]
< 5.000	60
5.000- 10.000	80
10.001- 50.000	100
50.001-100.000	120
> 100.000	140

Figura 2 – incrementi della dotazione di base in funzione della popolazione residente

Poiché il comune di Mareno di Piave ha una popolazione residente di quasi 10.000 abitanti, cautelativamente la dotazione idrica media giornaliera sarà quindi di D.I.=300 l/ab gg (200 l/ab gg +100 l/ab gg).

Per quanto riguarda gli effettivi afflussi in fognatura, si è applicato un coefficiente di 0,9 per tenere conto del consumo assoluto dell'acqua di provenienza acquedottistica.

Per quanto riguarda la portata connessa con l'attività lavorativa in esame (si evidenzia che allo stato di progetto non sono presenti né attività idroesigenti né aree assoggettate al cosiddetto trattamento delle prime piogge) si è assunto il valore di 20 m³/(d ha) quale valore parametrico per la stima dei fabbisogni idrici connessi ad attività lavorative "ordinarie", comprese quelle artigianali.

3.3 Stima degli abitanti equivalenti

L'abitante equivalente A.E. è convenzionalmente definito come la quantità di carico inquinante biodegradabile prodotto ed immesso in fognatura da un abitante stabilmente residente. Generalmente in riferimento a ditte, uffici e attività lavorative si assume 1 A.E. ogni 3 addetti (fissi o stagionali).

Poiché per il Lotto A e B sono previsti rispettivamente n°160 e n°10 addetti ne deriva che il numero di abitanti equivalenti gravanti sul sistema di fognatura nera in progetto sia pari a $A.E._{\text{lotto A e B}} = 170/3 = 56,66 \approx 57$

A questi vanno aggiunti quelli presenti nel Lotto residenziale PRIVATO: $A.E._{\text{lotto PRIVATO}} = 15$

Dunque si stima che il numero totale di abitanti equivalenti gravanti sulla nuova dorsale di fognatura nera (tratto N1-N6) sia pari a $A.E._{\text{TOT}} = (57+15) = 72$

3.4 Portata media

Il calcolo delle portate di tempo asciutto presenta notevoli incertezze, sia perché non è facile definire quale sarà la richiesta di acqua potabile della popolazione durante tutta la vita dell'opera (in genere 40-50 anni), sia perché non è facile prevedere in che percentuale l'acqua distribuita raggiunga le fognature.

Come precedentemente descritto, nell'area in esame la portata di scarico complessiva è costituita da un'aliquota di origine domestica e da un'aliquota connessa all'attività lavorativa

Relativamente alla prima, per il calcolo della portata media Q_{nm1} si farà riferimento agli utenti serviti (A.E.), alla dotazione pro-capite giornaliera (D.I.) e ad un opportuno coefficiente di dispersione (φ):

$$Q_m [l/s] = (D.I. \times A.E. \times \varphi) / 86400$$

Assumendo per l'area esaminata i valori precedentemente determinati

- D.I. = 300 [l/(a.e. d)]
- $\varphi = 0,9$
- A.E. = 72

si ottiene una portata media pari a $Q_{nm1} = 0,578 \text{ l/s}$

Relativamente alla seconda, per il calcolo della portata media Q_{nm2} si farà riferimento al fabbisogno di cui al precedente paragrafo, all'estensione superficiale fabbricato produttivo/artigianale in cui si svolgeranno le attività e al relativo orario di lavoro:

$$Q_m \text{ [l/s]} = (D.I. \times A) \times H$$

Quindi assumendo per l'area esaminata

- D.I. = 20 mc/gg ha
- A = 1,3270 ha
- H = 12 ore (su 24 ore)

si ottiene una portata media pari a $Q_{nm2}=0,61 \text{ l/s}$

3.5 Portata di punta

Nel presente paragrafo si è proceduto a determinare le portate di punta sia derivanti dagli scarichi di origine metabolica Q_{p1} sia dagli scarichi connessi con le attività lavorative Q_{p2} .

Per quanto riguarda Q_{p1} , nota la Q_{nm1} , si è determinato il coefficiente di punta attraverso la formula di Babbitt (in funzione degli abitanti equivalenti A.E. precedentemente calcolati):

- $C_{p1}=5/A.E.^{0,2}= 8,47$ (con A.E. espresso in migliaia)

da cui si ottiene una portata di punta $Q_{p1}= C_{p1} * Q_{nm1} = 4,90 \text{ l/s}$

Pur essendo noto che all'interno dei fabbricati non saranno previste attività idroesigenti, allo stato progettuale risulta troppo aleatorio determinare "analiticamente" le relative portate di punta.

A tal proposito, in via cautelativa, si è optato di utilizzare un coefficiente di punta desunto da valori di letteratura:

- $C_{p2}=4,0$ (valore medio tra 3÷5)

da cui si ottiene la portata di punta $Q_{p2}= C_{p2} * Q_{nm2} = 2,45 \text{ l/s}$

Dunque, la complessiva portata nera di punta che viene recapitata dalla dorsale di nuova realizzazione entro il collettore comunale di via Padania, è pari a:

$$Q_P = (Q_{p1} + Q_{p2}) = (4,90 + 2,45) = 7,35 \text{ l/s}$$

Per maggior chiarezza si rimanda alla tabella di calcolo in allegato.

3.6 Dimensionamento delle condotte

Al fine di caratterizzare i diametri delle condotte è stata utilizzata la formula di Gauckler-Strickler (scale deflusso normalizzate):

$$r = \left(\frac{Q_{tot}}{k \times \frac{A}{r^2} \times \left(\frac{R}{r}\right)^{2/3} \times \sqrt{i}} \right)^{3/8}$$

Assumendo le seguenti grandezze normalizzate e i seguenti parametri di progetto:

- sezione circolare
- $h/r = 1$ (grado di riempimento)
- $A/r^2 = 1,571$
- $R/r = 0,5$ raggio idraulico [m];
- $k_s = 100 \text{ [m}^{1/3} \text{ s}^{-1}]$ (coefficiente di conduttanza idraulica della ghisa)
- $i = 0,3\%$ (pendenza di ogni singolo tratto)
- $Q_P =$ portata di punta

si ottiene un diametro di calcolo di 168 mm.

Alla luce dei colloqui intercorsi con l'Ente Gestore si è condiviso di realizzare una dorsale in ghisa rivestiva avente un diametro interno pari a DN200;

Per maggiori dettagli circa le portate circolanti nelle tubazioni e il relativo dimensionamento si rimanda alla tabella di calcolo in allegato.

3.7 Verifica sulle velocità

La velocità della corrente all'interno delle canalizzazioni fognarie deve essere tale da evitare sia la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili che l'abrasione delle superfici interne.

In particolare, nelle fognature nere le velocità connesse con le portate nere di punta devono essere sufficienti alla rimozione e al trasporto del materiale sedimentato nelle ore della giornata nelle quali le portate sono minime.

Nel caso specifico gli studi di letteratura indicano una velocità minima di 0,4 m/s.

Facendo riferimento all'elaborato grafico di riferimento e alla scala di deflusso normalizzata per sezioni circolari, la velocità associata alla portata di punta risulta

- tratto N1-N6: $v = 0,684$ m/s

Pertanto, la verifica si ritiene soddisfatta.

Per le modalità di calcolo si rimanda alla tabella di calcolo in allegato.

4 VERIFICA STATICA TUBAZIONI RIGIDE

I collettori di fognatura nera sono costituiti da tubazioni in ghisa.

Come noto essi vengono classificati nell'ambito delle tubazioni lapidee e quindi rigide.

Tubazioni rigide

La verifica statica di tali condotte deve dimostrare che sotto l'effetto delle azioni agenti sulla condotta, le sollecitazioni che ne derivano siano minori delle resistenze meccaniche di riferimento ottenute dividendo le resistenze caratteristiche per un coefficiente di sicurezza.

Per le canalizzazioni a comportamento rigido caratterizzate da un carico di rottura per schiacciamento Q garantito, ottenuto in laboratorio, la stabilità è verificata se risulta:

$$Q_t \leq KQ/\mu$$

dove:

Q_t =carico esterno totale di schiacciamento agente sulla canalizzazione interrata;

K = coefficiente di posa;

μ =coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

Date le incertezze che caratterizzano la valutazione dei carichi agenti sulla canalizzazione, le incertezze sul reale valore del coefficiente di posa K e la possibilità che la canalizzazione possa presentare qualche difetto strutturale localizzato, si ritiene opportuno utilizzare un coefficiente di sicurezza allo schiacciamento almeno pari a $\mu \geq 1,5$.

4.1 Determinazione dei carichi agenti tubazioni rigide

Calcolo del carico dovuto al reinterro

Come noto tale carico viene calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in trincea stretta o in trincea larga.

Relativamente ai collettori in progetto, la verifica statica viene condotta in "trincea larga" poichè nessuna delle seguenti condizioni è pienamente soddisfatta:

- $B \leq 2D$ $H \geq 1,5 B$ (condizione n°1)
- $2D < B < 3D$ $H \geq 3,5 B$ (condizione n°2)

dove

B=larghezza trincea al di sopra della generatrice superiore del tubo

D=diametro esterno tubazione

H= rinterro al di sopra della generatrice superiore del tubo

Dunque, la formula utilizzata per calcolare il carico di reinterro è la seguente:

$$P_{st} = C_e Y_t D^2 \text{ [N/m]}$$

Con

P_{st} = carico verticale sul tubo

Y_t = peso specifico del terreno

C_e = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga

D= diametro esterno del tubo in m

Il coefficiente C_e è funzione del rapporto H/D, delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa, ma, cautelativamente, può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$C_e = 0,1 + 0,85 \cdot (H/D) + 0,33 (H/D)^2 \quad \text{per } H/D \leq 2,66$$

$$C_e = 0,1 + 1,68 \cdot (H/D) \quad \text{per } H/D > 2,66$$

Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi mobili

Il carico più oneroso per strade ed autostrade è considerato il *sovraccarico mobile concentrato* che può essere calcolato con la seguente formula:

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

dove:

$$p_v = 41300H^{-1.206}$$

$\varphi = 1 + 0.3H$ = fattore dinamico per strade ed autostrade

Calcolo del carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per 3/4, si calcola in base alla UNI7517 con la seguente formula:

$$P_a = 5788 d^2$$

dove:

P_a = carico in N/m

d = diametro interno del tubo in m

CONCLUSIONI VERIFICA STATICA DELLE CONDOTTE IN GHISA

La classe secondo UNI EN 295:2002 indica il carico minimo di resistenza allo schiacciamento trasversale per metro quadrato di superficie resistente (kN/mq).

Nel caso specifico, la classe della condotta in esame è pari a 160 kN/mq.

Occorre sottolineare che il carico risultante che provoca la rottura per schiacciamento di una tubazione interrata rigida è sempre maggiore del carico di rottura ottenuto in laboratorio. Ciò in massima parte è dovuto alle modalità di posa, ovvero alla reazione antiovalizzante del materiale di rifianco (k =coefficiente di posa)

Nella presente trattazione la verifica delle canalizzazioni rigide allo stato ultimo di resistenza ha evidenziato un esito positivo (coefficiente di sicurezza $\mu \geq 1,5$) prevedendo:

un coefficiente di posa $k=2,8$ (appoggio su letto di materiale granulare fine e parziale colmatatura in cls degli spazi laterali)

Per maggior chiarezza si rimanda alla tabella di calcolo n°2 in allegato e agli elaborati grafici di riferimento.

5. CONCLUSIONI

Alla luce di quanto illustrato nella presente relazione, si conclude che:

- Le portate nere derivanti dai Lotti facenti parte del P.U.A. in esame e del lotto privato verranno conferite in una condotta in ghisa di nuova realizzazione (tratto N1-N6) avente diametro e pendenza costante, rispettivamente pari a DN200 e $p=0,3\%$ che le recapiterà nel collettore comunale transitante al di sotto di via Padania di San Vendemiano (TV).

Milano, 09/02/2021

In fede

Dott. Ing. Giovanni Scanzi

Documento firmato digitalmente

COMMITTENTE	TITOLO	VERSIONE	DATA STAMPA	PAGINA
IMMOBILIARE PIZZOL SRL SERGIO MARCON	Relazione tecnica idraulica	0	09/02/2021	12 di 14

ALLEGATO 1

COMMITTENTE	TITOLO	VERSIONE	DATA STAMPA	PAGINA
IMMOBILIARE PIZZOL SRL SERGIO MARCON	Relazione tecnica idraulica	0	09/02/2021	13 di 14

Mareno di Piave - Piano Urbanistico Attuativo "Ramera 2" _FOGNATURA NERA
TABELLA n°1_portata di piena, dimensionamento condotte, verifica velocità

LOTTO A	
n° addetti	160

LOTTO B	
n° addetti	10

LOTTO privato	
n°residenti	15

PORTATA FOGNA NERA di ORIGINE DOMESTICA		PORTATA FOGNA NERA connessa ATTIVITA' LAVORATIVA	
D.I. (l/ab d)	300	Fabbisogno (mc/d ha)	20
e (perdite)	0,9	n°ore (h)	12,0
A.E totali	72	Superficie attività lavorativa (ha)	1,3270
Qnm1 (l/s)	0,578	Qnm2 (l/s)	0,614
Cp	8,470	Cp	4,000
Qp1 (l/s)	4,897	Qp2 (l/s)	2,457

DIMENSIONAMENTO TUBI					
Diametro interno	Grado di riempimento h/d	A/r2	R/r	V/Vr	Q/Qr
D ≤ 400 mm	0,500	1,571	0,500	1,000	0,500
400 mm < D ≤ 600 mm	0,600	1,968	0,555	1,072	0,672
D > 600 mm	0,700	2,349	0,593	1,119	0,837
k	100				

									Sezioni commerciali		
	Q [l/s]	i [m/m]	k	A/r ²	R/r	Grado di riempimento ammissibile	r [m]	diametro di calcolo [mm]	diametro interno [mm]	diametro esterno [mm]	Percentuale di riempimento
tratto N1-N6	7,354	0,0030	100	1,571	0,500	0,500	0,084	168,157	200	222	42

VERIFICA VELOCITA'

	Q [l/s]	h ₀ (m)	h ₀ /r	V/V _r	V _r (m/s)	V (m/s)
tratto N1-N6	7,354	0,084	0,84	0,92	0,743	0,684

ALLEGATO 2

COMMITTENTE	TITOLO	VERSIONE	DATA STAMPA	PAGINA
IMMOBILIARE PIZZOL SRL SERGIO MARCON	Relazione tecnica idraulica	0	09/02/2021	14 di 14

Mareno di Piave - Piano Urbanistico Attuativo "Ramera 2" _FOGNATURA NERA

TABELLA n°2a_verifica statica tubazioni

TUBAZIONE RIGIDA IN GHISA classe 160 KN/m2

Misto sabbia e ghiaia $\gamma_t=19,613$ [KN/m³]-Terreno a grana grossolana con più del 12% di fini - costipamento leggero <85% Proctor e <40% densità relativa

SEZ.pozz.N1	Collettore in gres UNI EN 295	
DN	200	
B= larghezza trincea (m)	1	
H= altezza rinterro (m)	0,77	
K= coeff posa	2,8	Appoggio su letto di materiale granulare fine e parziale colmatura in cls degli spazi lateral
Q =classe di resistenza laboratorio (KN/m2)	160	

	$P_{st}=Y_t \cdot H \cdot D$ [N/m] carico verticale di rinterro	Y_t [N/m ³]	H [m]	DN[m]	D_o [m]	$C_e = f(H/D)$
SEZ.pozz.N1	28597,63685	19613	0,77	0,2	0,222	6,568

	$P_{vd}=C_d \cdot p_d \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico verticale mobile distribuito	p_d [N/m ²]	D_e [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]	$C_d=0,215 \cdot H^{-1,489}$
SEZ.pozz.N1	4801,078521	49050	0,222	1,38961039	0,77	0,31728809

	$P_{vc}=p_v \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico mobile concentrato	$p_v = 43100 \cdot H^{-1,206}$ [N/m ²]	D_e [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]

SEZ.pozz.N1	18222,81569	59070,33796	0,222	1,38961039	0,77
	$P_a=5788 \cdot d^2$ [N/m] carico acqua nel tubo	DN[m]			
SEZ.pozz.N1	231,52	0,2			
	$P_t=P_a+P_{st}+P_{vc}$ (KN/m) carico ovalizzante	DN[m]			
SEZ.pozz.N1	47	0,2			
	Q_l = carico rottura lineare (KN/m)	DN[m]			
SEZ.pozz.N1	32	0,2			
	Q_r = carico rottura trincea (KN/m)	DN[m]			
SEZ.pozz.N1	89,6	0,2			
	m coeff di sicurezza	m>1,5 verificato			
Veifica stato ultimo	1,904277232	Si			

Mareno di Piave - Piano Urbanistico Attuativo "Ramera 2" _FOGNATURA NERA

TABELLA n°2b_verifica statica tubazioni

TUBAZIONE RIGIDA IN GHISA classe 160 KN/m2

Misto sabbia e ghiaia $\gamma_t=19,613$ [KN/m³]-Terreno a grana grossolana con più del 12% di fini - costipamento leggero <85% Proctor e <40% densità relativa

SEZ.pozz.N3	Collettore in gres UNI EN 295	
DN	200	
B= larghezza trincea (m)	1	
H= altezza rinterro (m)	1,18	
K= coeff posa	2,8	Appoggio su letto di materiale granulare fine e parziale colmatura in cls degli spazi lateral
Q =classe di resistenza laboratorio (KN/m2)	160	

	$P_{st}=Y_t \cdot H \cdot D$ [N/m] carico verticale di rinterro	Y_t [N/m ³]	H [m]	DN[m]	D_o [m]	$C_e = f(H/D)$
SEZ.pozz.N3	36643,98778	19613	0,99	0,2	0,222	8,416

	$P_{vd}=C_d \cdot p_d \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico verticale mobile distribuito	p_d [N/m ²]	D_e [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]	$C_d=0,215 \cdot H^{-1,489}$
SEZ.pozz.N3	3096,593209	49050	0,222	1,303030303	0,99	0,218241659

	$P_{vc}=p_v \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico mobile concentrato	$p_v = 43100 \cdot H^{-1,206}$ [N/m ²]	D_e [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]

SEZ.pozz.N3	12619,69084	43625,58116	0,222	1,303030303	0,99
	$P_a=5788 \cdot d^2$ [N/m] carico acqua nel tubo	DN[m]			
SEZ.pozz.N3	231,52	0,2			
	$P_t=P_a+P_{st}+P_{vc}$ (KN/m) carico ovalizzante	DN[m]			
SEZ.pozz.N3	49	0,2			
	Q_l = carico rottura lineare (KN/m)	DN[m]			
SEZ.pozz.N3	32	0,2			
	Q_r = carico rottura trincea (KN/m)	DN[m]			
SEZ.pozz.N3	89,6	0,2			
	m coeff di sicurezza	m>1,5 verificato			
Veifica stato ultimo	1,810276603	Si			

Mareno di Piave - Piano Urbanistico Attuativo "Ramera 2" _FOGNATURA NERA

TABELLA n°2c_verifica statica tubazioni

TUBAZIONE RIGIDA IN GHISA classe 160 KN/m2

Misto sabbia e ghiaia $\gamma_t=19,613$ [KN/m³]-Terreno a grana grossolana con più del 12% di fini - costipamento leggero <85% Proctor e <40% densità relativa

SEZ.pozz.N6	Collettore in gres UNI EN 295	
DN	200	
B= larghezza trincea (m)	1	
H= altezza rinterro (m)	1,3	
K= coeff posa	2,8	Appoggio su letto di materiale granulare fine e parziale colmatura in cls degli spazi lateral
Q =classe di resistenza laboratorio (KN/m2)	160	

	$P_{st}=Y_t \cdot H \cdot D$ [N/m] carico verticale di rinterro	Y_t [N/m ³]	H [m]	DN[m]	D_o [m]	$C_e = f(H/D)$
SEZ.pozz.N6	47982,02772	19613	1,3	0,2	0,222	11,02

	$P_{vd}=C_d \cdot p_d \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico verticale mobile distribuito	p_d [N/m ²]	D_e [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]	$C_d=0,215 \cdot H^{-1,489}$
SEZ.pozz.N6	1949,59959	49050	0,222	1,230769231	1,3	0,145471129

	$P_{vc}=p_v \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico mobile concentrato	$p_v = 43100 \cdot H^{-1,206}$ [N/m ²]	D_e [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]

SEZ.pozz.N6	8582,052996	31409,54081	0,222	1,230769231	1,3
	$P_a=5788 \cdot d^2$ [N/m] carico acqua nel tubo	DN[m]			
SEZ.pozz.N6	231,52	0,2			
	$P_t=P_a+P_{st}+P_{vc}$ (KN/m) carico ovalizzante	DN[m]			
SEZ.pozz.N6	57	0,2			
	Q_l = carico rottura lineare (KN/m)	DN[m]			
SEZ.pozz.N6	32	0,2			
	Q_r = carico rottura trincea (KN/m)	DN[m]			
SEZ.pozz.N6	89,6	0,2			
	m coeff di sicurezza	m>1,5 verificato			
Veifica stato ultimo	1,577586976	Si			