

REGIONE VENETO
COMUNE DI CORDIGNANO
PROVINCIA DI TREVISO

PIANO DI LOTTIZZAZIONE "BELVEDERE"

PROGETTO DEFINITIVO

IL PROGETTISTA
DOTT. ING.
PAOLO FREGOLI



Committente: F.lli CARLET VALERIO E VITO S.r.l.

progetto

IDRAULICO

stato

ELABORATO REDAZIONALE

IDD-00.1

titolo elaborato

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA
E DI COMPATIBILITA'

file

n° revisione

n° pratica

047_2015

versione	data	note	redatto	verificato
A	23/02/2015	PRIMA EMISSIONE		ING. P. FREGOLI

COLLABORATORI

Studio ing. Paolo Fregoli

Via M. Balliana 2/b - 33077 Sacile (Pn) – Tel-Fax 0434780914

e-mail: paolo.fregoli@tesprogetti.it – pec: paolo.fregoli@ingpec.eu
C.F.: FRGPLA71L02G888N – P.Iva: 01717850935

A termini di legge ci riserviamo la proprietà di questo documento con divieto di riprodurlo o di renderlo comunque noto a terzi senza la nostra autorizzazione
According to the law we reserved the rights to this document and it is forbidden to reproduce or pass on the other parties without our permission

RELAZIONE

Oggetto : Piano di lottizzazione Belvedere – Villa di Villa – Cordignano (Tv)
Relazione idrologica-idraulica e di compatibilità

1 . PREMESSA

Oggetto della presente relazione è lo studio idrologico ed idraulico relativo al P.d.L. “Belvedere”, localizzato tra via Don Paolo Carniel a sud e il campo sportivo di Villa di Villa a nord in Comune di Cordignano.

La presente relazione si basa sulle considerazioni svolte nell’analogo documento redatto per il P.d.L. “Il Villaggio” a firma dell’ing. Rossato nel 2005 per conseguire il dimensionamento con compatibilità ai sensi della D.G.R. 1322/2006 dell’area di progetto e riverificare il sistema di drenaggio realizzato per la lottizzazione “Il Villaggio”.

Ai fini dell’inquadramento geologico e idrogeologico si rimanda alla relazione redatta dal Dott. geologo Mario Piccin da cui si possono estrarre le seguenti informazioni utili all’analisi in oggetto:

- L’area non è mai stata, per quanto noto, interessata da esondazioni di corsi d’acqua;
- La falda freatica è collocata in periodo di morbida ad una profondità dell’ordine di 10 m dal piano campagna;
- Al di sotto di un primo strato superficiale potente mediamente 4.00 m costituito da sedimenti fini con ridotta permeabilità, vi è uno strato di ghiaie in matrice sabbiosa avente buona permeabilità.

2 - ANALISI IDROLOGICA E VALUTAZIONE DELLE MASSIME PORTATE

2.1 . Curve di possibilità pluviometrica

Per la valutazione delle portate è necessario reperire le curve di possibilità pluviometrica, curve che in funzione del tempo di pioggia restituiscono l'altezza di precipitazione associato ad un determinato tempo di ritorno.

Per l'analisi che si deve condurre si prenderà in considerazione la curva di possibilità pluviometrica della stazione di Sacile avente un tempo di ritorno di 100 anni, valida per tempi di precipitazione inferiori all'ora dato che per l'estensione delle aree considerate si può stimare un tempo di corivazione pari a 15'.

L'equazione fornita dal Servizio idraulico della Regione FVG è:

$$h = 59.63 t^{0.37} \text{ (mm)} - Tr = 100 \text{ anni}$$

La conseguente intensità di pioggia è:

$$j(15') = 142.812 \text{ mm/h} - Tr = 100 \text{ anni}$$

Che corrisponde ad un coefficiente udometrico (afflusso meteorico unitario):

$$u = 396.70 \text{ (l s/ha)} - Tr = 100 \text{ anni}$$

2.2 . Valutazione delle massime portate

Le aree scolanti sono state stimate in base alla morfologia del territorio considerando lo stato di fatto e, per l'area di lottizzazione, anche l'ipotetico stato di progetto.

Sulla base della cartografia tecnica esistente sono state determinate le superfici scolanti utilizzate nei calcoli relativi allo stato di fatto, mentre, con riferimento alla sola area di lottizzazione per lo stato di progetto si è utilizzata la planimetria della zonizzazione allegata al progetto del P.d.L..

Per una più facile lettura, in considerazione del fatto che la presente analisi è estesa anche alle superfici considerate nella relazione dell'ing. Rossato come specificato nelle premesse, si utilizza per classificare le aree la stessa denominazione usata in quel documento, chiamando Area E l'area di lottizzazione di progetto e Area F l'area del campo sportivo situata a nord della medesima. Riassumendo:

- Area A: area scolante localizzata ad est della lottizzazione di progetto caratterizzata da poche abitazioni isolate con superficie per lo più a prato. $S = 0.98$ ha
- Area B: lottizzazione “Il Villaggio” oggetto della relazione a firma dell’ing. Rossato. $S = 0.68$ ha
- Area C: area localizzata ad est del complesso “Il Villaggio” caratterizzata da un insediamento residenziale. $S = 0.37$ ha
- Area D: area di connessione tra la lottizzazione “Il Villaggio” e via Col di Lana caratterizzata da superficie a prato. $S = 0.13$ ha
- Area E: area di progetto: $S = 1.23$ ha
- Area F: area posta a nord della lottizzazione di progetto, caratterizzata essenzialmente dalla presenza del campo sportivo. $S = 1.08$

Lo schema grafico di figura 1 esplica le perimetrazioni assegnate che corrispondono alle superfici scolanti.

La portata meteorica netta affluente alla rete fognaria, naturalmente inferiore a quella lorda per le perdite che dipendono dalle caratteristiche delle superfici scolanti, è assunta proporzionale alla portata meteorica lorda, prodotto dell’intensità di precipitazione $j(t)$ [l/s ha] per la superficie del bacino S [ha] corretto dal coefficiente di deflusso ϕ (<1) dipendente dal grado di permeabilità della superficie stessa ($\phi=1$ superficie totalmente impermeabile, $\phi=0$ superficie totalmente permeabile). Il prodotto della superficie S per il coefficiente di deflusso ϕ è definito superficie efficace. I valori comunemente assegnati alle tipologie delle superfici sono:

coperture in tegole o lamiera	$\phi=0.9$
lastricato in asfalto	$\phi=0.85$
cortili inghiaiaati	$\phi=0.4$
prati, giardini	$\phi=0.1$

Vista la limitata estensione complessiva dell’area oggetto di analisi, si assume la costanza del coefficiente udometrico e conseguentemente della intensità di pioggia. Pertanto la portata totale alle singole sezioni di chiusura del bacino visto nel suo complesso è una combinazione lineare con coefficienti unitari delle singole portate che si determinano alle sezioni di chiusura di ciascuna area. Pertanto si procederà alla determinazione della portata alla sezione di chiusura di ciascuna area di cui saranno definite preventivamente le caratteristiche che la definiscono in termini di coefficiente di deflusso nella situazione dello stato di progetto.

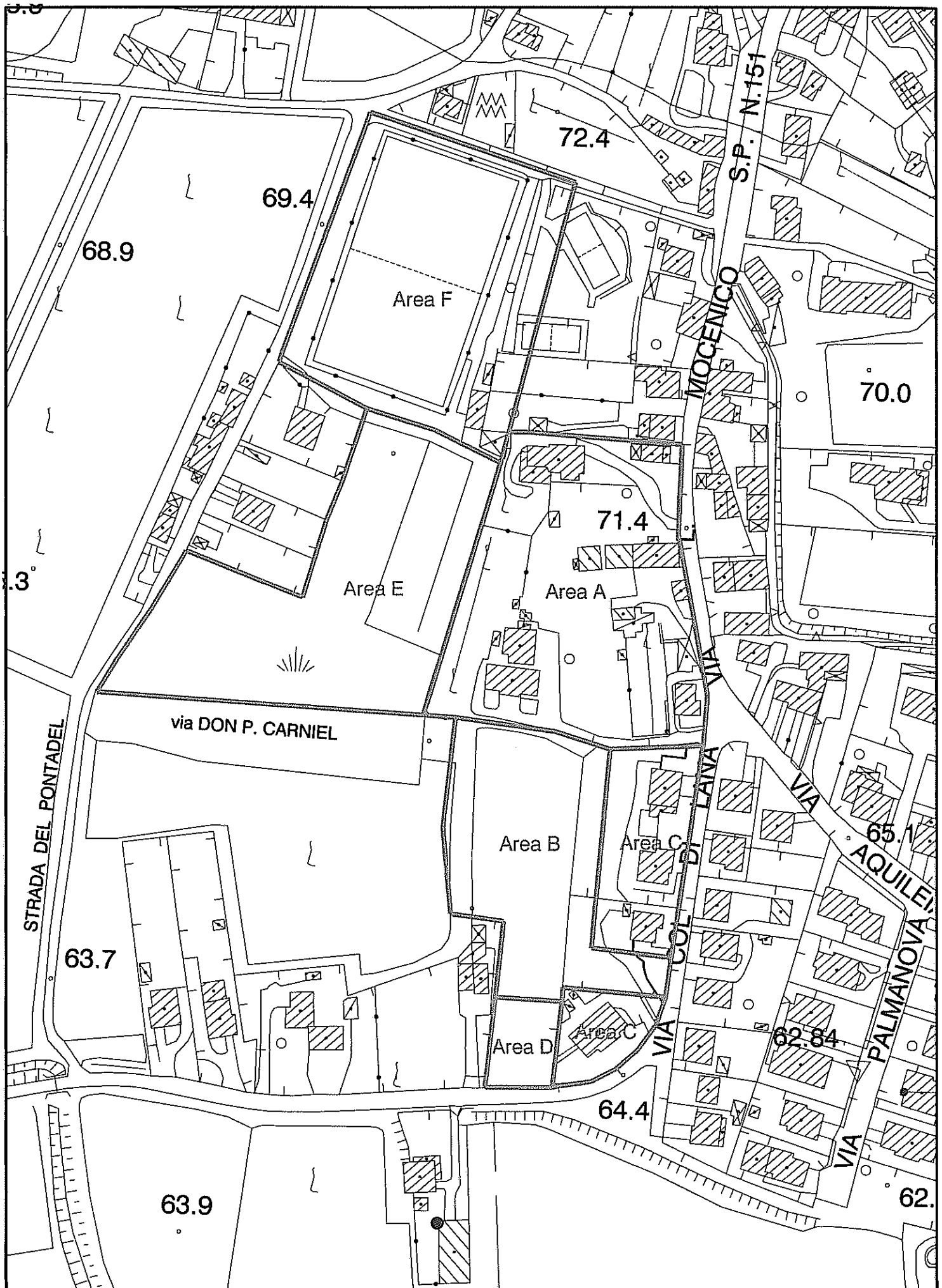


FIGURA 1
1:2000

Area A	ϕ	S scolante (m ²)	S efficace (m ²)
Coperture	0.9	1350	1215
Pavim asfaltata	0.85	720	612
Sup inghiaiate	0.4	1600	640
Prati, giardini	0.1	6150	615
		9820	3082

Ne deriva una portata $Q_A = 0,308 \cdot 396,70 = 122,2$ l/sec

Area B	ϕ	S scolante (m ²)	S efficace (m ²)
Coperture	0.9	1200	1080
Pavim asfaltata	0.85	2010	1708.5
Sup inghiaiate	0.4	0	0
Prati, giardini	0.1	3600	360
		6810	3148.5

Ne deriva una portata $Q_B = 0,315 \cdot 396,70 = 124,9$ l/sec

Area C	ϕ	S scolante (m ²)	S efficace (m ²)
Coperture	0.9	800	720
Pavim asfaltata	0.85	200	170
Sup inghiaiate	0.4	1100	440
Prati, giardini	0.1	1660	166
		3760	1496

Ne deriva una portata $Q_C = 0,1496 \cdot 396,70 = 59,3$ l/sec

Area D	ϕ	S scolante (m ²)	S efficace (m ²)
Coperture	0.9	0	0
Pavim asfaltata	0.85	331.5	281.8
Sup inghiaiate	0.4	0	0
Prati, giardini	0.1	1000	100
		1331.5	381.8

Ne deriva una portata $Q_D = 0,0382 \cdot 396,70 = 15,15$ l/sec

Area E	ϕ	S scolante (m ²)	S efficace (m ²)
Coperture	0.9	2900	2610
Pavim asfaltata	0.85	2225	1891
Sup inghiaiate	0.4	0	0
Prati, giardini	0.1	7175	717.5
		12300	5218.5

Ne deriva una portata $Q_E = 0,5218 \cdot 396,70 = 207 \text{ l/sec}$

Area F	ϕ	S scolante (m ²)	S efficace (m ²)
Coperture	0.9	0	0
Pavim asfaltata	0.85	0	0
Sup inghiaiate	0.4	0	0
Prati, giardini	0.1	10800	1080

Ne deriva una portata $Q_F = 0,108 \cdot 396,70 = 42,8 \text{ l/sec}$

2.3 . Stima delle portate per la compatibilita' idraulica

Con riferimento all'area di progetto, è necessario effettuare la stima della portate anche nello stato di fatto al fine di valutare l'incremento di carico idraulico che il progetto della lottizzazione apporta al sistema e poter prevedere un numero congruo di pozzi perdenti per laminare la portata uscente infiltrando nel sottosuolo la portata eccedente, consentendo il drenaggio superficiale della frazione di portata relativa allo stato di fatto. In tal modo si riesce ad ottenere l'invarianza idraulica.

E' qui il caso di ricordare che anche l'area B che ospita l'insediamento "Il Villaggio" è stata progettata e realizzata per ottenere la laminazione dell'incremento del carico idraulico. Nella sezione delle verifiche saranno riportati i valori estrapolati dalla relazione dell'ing. Rossato.

STATO DI FATTO

Area E	ϕ	S scolante (m ²)	S efficace (m ²)
Coperture	0.9	0	0
Pavim asfaltata	0.85	0	0
Sup inghiaiate	0.4	0	0
Prati, giardini	0.1	12300	1230

Ne deriva una portata $Q_{Esdf} = 0,123 \cdot 396,70 = 48,8 \text{ l/sec}$

STATO DI PROGETTO

Area E	ϕ	S scolante (m ²)	S efficace (m ²)
Coperture	0.9	2900	2610
Pavim asfaltata	0.85	2225	1891
Sup inghiaiate	0.4	0	0
Prati, giardini	0.1	7175	717.5
		12300	5218.5

Ne deriva una portata $Q_{Esdp} = 0,5218 \cdot 396,70 = 207 \text{ l/sec}$

L'incremento del carico idraulico conseguente alla realizzazione della lottizzazione è pertanto pari a:

$$Q_{Eecc} = Q_{Esdp} - Q_{Esdf} = 207 - 48.8 = 158.2 \text{ l/s}$$

3 – VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA'

Come evidenziato nel paragrafo precedente l'incremento di carico idraulico conseguente alla realizzazione della lottizzazione, nell'area E, vale $Q_{ecc} = 158.2 \text{ l/s}$ mentre è necessario convogliare nella rete dei collettori superficiale un valore massimo coincidente con Q_{Esdf} , pari a 48.8 l/s.

Data la stratigrafia del terreno che offre al di sotto dei 4 m rispetto al piano campagna uno strato di grande spessore di materiale granulare dotato di buona capacità drenante, come già effettuato nello sviluppo dell'area B, si prevede di progettare un congruo numero di pozzi perdenti aventi diametro 2,00 metri, distanziati fra loro circa 15-20 m per non influenzarsi vicendevolmente

L'ipotesi di progetto prevede di collocare n° 11 pozzi perdenti, uno per lotto in modo che la quota parte da infiltrare per il singolo perdente sia di 14.4 l/s.

Il coefficiente di permeabilità del substrato ghiaioso è valutato in $K = 1.5 \cdot 10^{-3}$ m/s, ossia una buona permeabilità associata a ghiaia in modesta matrice sabbiosa.

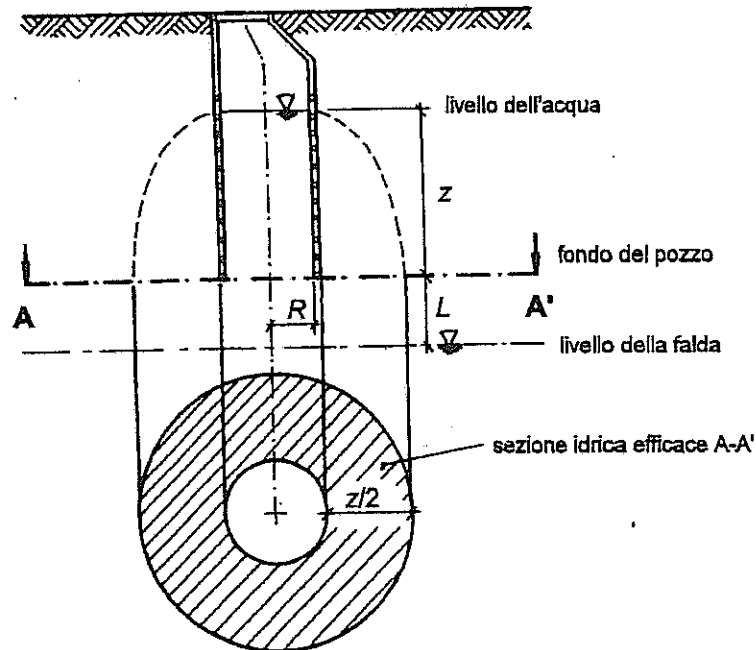


Figura 16.30 - Pozzo d'infiltrazione realizzato con anelli finestrati e senza corpi riempimento [Sieker, 1984].

Nella ipotesi di avere il massimo riempimento del pozzo coincidente con il livello liquido della tubazione in ingresso posto a circa 2 metri sotto il p.c., nella ipotesi di intestare il manufatto a 4 metri dal piano campagna in cui inizia il substrato ghiaioso, si hanno i seguenti valori:

$$z = 2 \text{ m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$R = 1 \text{ m}$$

A_f = area efficace

$$K = 1.5 \cdot 10^{-3}$$

Per avere la sezione idrica efficace interamente attiva come considerato nei calcoli, risulta necessario che l'intorno del pozzo per almeno un metro ($z/2$) il volume sia bonificato con ciottoli grossolani.

Utilizzando la formula di Sieker si ottiene:

$$Q = K/2 \left((L+2)/(L+z/2) \right) A_f$$

Da cui risulta $Q = 16 \text{ l/s}$

Nel rispetto della ipotesi di prevedere 11 pozzi di infiltrazione risulta che la portata complessiva laminata dalla rete risulta $Q = 11 * 16 = 176 \text{ l/s} > 158.2 \text{ l/s}$.

4 – VERIFICHE IDRAULICHE

Nel successivo paragrafo 4.1 vengono prese in considerazione le verifiche idrauliche dei collettori alle sezioni di chiusura dei vari bacini, sia per la lottizzazione di progetto sia per la rete esistente. Nel paragrafo 4.2 sono condotte le verifiche dei vari tronchi interni alla lottizzazione di progetto.

4.1 VERIFICHE ESTESE ALL'INTERO SISTEMA

Ai fini delle verifiche idrauliche complessive riassumiamo le portate di progetto alle varie sezioni tenendo conto dell'effetto della laminazione prodotta dai disperdenti di progetto nella lottizzazione "Belvedere" e di quelli realizzati nella lottizzazione "Il Villaggio":

$$Q_F = 42.8 \text{ l/s}$$

$$Q_{F+E} = 42.8 + 48.8 = 90.8 \text{ l/s}$$

$$Q_{F+E+A} = 42.8 + 48.8 + 122.2 = 213 \text{ l/s}$$

$$Q_{F+E+A+B} = 42.8 + 48.8 + 122.2 + 39.7 = 252.7 \text{ l/s}$$

$$Q_{F+E+A+B+C} = 42.8 + 48.8 + 122.2 + 39.7 + 59.3 = 312 \text{ l/s}$$

$$Q_{F+E+A+B+C+D} = 42.8 + 48.8 + 122.2 + 39.7 + 59.3 + 15.15 = 327.15 \text{ l/s}$$

Nella lottizzazione di progetto la pendenza del collettore stradale principale in direzione nord-sud è di 1.5 %. Il progetto prevede che la portata proveniente dall'area F sia drenata dal collettore suddetto la cui sezione prevista sarà verificata in testa alla linea con la portata $Q_F = 42.8 \text{ l/s}$. Alla sezione terminale del suddetto collettore la sezione prevista sarà verificata con la portata $Q_{F+E} = 42.8 + 48.8 = 90.8 \text{ l/s}$. I valori di portata dal $Q_{F+E+A} = 42.8 + 48.8 + 122.2 = 213 \text{ l/s}$ al $Q_{F+E+A+B+C+D} = 42.8 + 48.8 + 122.2 + 39.7 + 59.3 + 15.15 = 327.15 \text{ l/s}$ saranno verificati con i valori di input di cui alla relazione dell'ing. Rossato che rappresentano lo stato di fatto della rete collettrice.

Nelle tabelle successive si riportano i dati relativi alla verifiche condotte con la formula a moto uniforme di Gauckler-Strickler in cui si è impostato il coefficiente di scabrezza per le tubazioni in calcestruzzo pari a $K_s = 75 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

I parametri riportati si devono interpretare come segue:

i = pendenza (%)

D = diametro nominale del tubo (mm)

Q = portata di progetto con $T_r = 100$ anni (l/s)

y/y_0 = grado di riempimento della condotta (tra 0 e 1)

Sezione	i	D	Q	y/y_0
Q_F	0.015	400	42.8	0.28

Sezione	i	D	Q	y/y_0
Q_{F+E}	0.015	500	90.8	0.31

Sezione	i	D	Q	y/y_0
Q_{F+E+A}	0.005	500	213	0.69

Sezione	i	D	Q	y/y_0
$Q_{F+E+A+B}$	0.005	600	252.7	0.56

Sezione	i	D	Q	y/y_0
$Q_{F+E+A+B+C}$	0.005	600	312	0.64

Sezione	i	D	Q	y/y_0
$Q_{F+E+A+B+C+D}$	0.005	800	327.15	0.42

Come si evince il grado di utilizzazione delle condotte rimane sempre al di sotto di 0.75, valore limite raccomandato dalla letteratura tecnica.

Ai fini della sicurezza, si riporta la verifica della sezione terminale nell'ipotesi di trascurare la portata di infiltrazione dei pozzi perdenti sia della lottizzazione di progetto corrispondente all'area E, sia della lottizzazione "Il Villaggio" corrispondente all'area B.

La portata totale in questo caso risulta: $Q_{tot} = 570.5 \text{ l/s}$

Con gli stessi valori dei parametri usati in precedenza si evidenzia la verifica:

Sezione	i	D	Q	y/y0
Q _{tot}	0.005	800	570.5	0.582

Come si evince il grado di utilizzazione della condotta di diametro 800 è al di sotto di 0.75, valore limite raccomandato dalla letteratura tecnica.

4.1 VERIFICHE INTERNE ALLA LOTTIZZAZIONE DI PROGETTO

Ai fini delle verifiche idrauliche, a favore di sicurezza, sono considerate le portate non laminate dall'effetto dei pozzi di infiltrazione e con riferimento ai pozzetti rompitratta si possono così riassumere:

$$Q_{B1-B2} = 77 \text{ l/s}$$

$$Q_{B2-B3} = 109 \text{ l/s}$$

$$Q_{B3-B4} = 126 \text{ l/s}$$

$$Q_{B6-B4} = 107 \text{ l/s}$$

$$Q_{B4-B5} = 250 \text{ l/s}$$

Nelle tabelle successive si riportano i dati relativi alla verifiche condotte con la formula a moto uniforme di Gauckler-Strickler in cui si è impostato il coefficiente di scabrezza per le tubazioni in calcestruzzo pari a $K_s = 75 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

I parametri riportati si devono interpretare come segue:

i = pendenza (%)

D = diametro nominale del tubo (mm)

Q = portata di progetto con Tr = 100 anni (l/s)

y/y0 = grado di riempimento della condotta (tra 0 e 1)

Sezione	i	D	Q	y/y0
Q _{B1-B2}	0.015	400	77	0.38

Sezione	i	D	Q	y/y0
Q _{B2-B3}	0.015	400	109	0.47

Sezione	i	D	Q	y/y0
Q _{B3-B4}	0.015	400	126	0.51

Sezione	i	D	Q	y/y0
Q _{B6-B4}	0.015	400	107	0.46

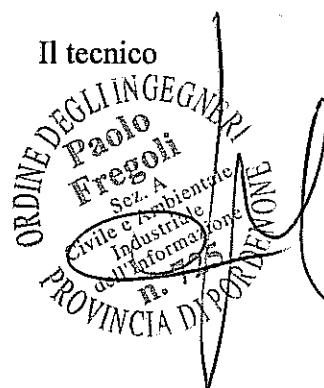
Sezione	i	D	Q	y/y0
Q _{B4-B5}	0.015	500	250	0.54

Come si evince il grado di utilizzazione delle condotte rimane sempre al di sotto di 0.75, valore limite raccomandato dalla letteratura tecnica.

Il progetto prevede altresì di canalizzare entro tubo collettore il fosso che insiste sul confine tra l'area di progetto (area E) e l'area A adiacente verso est. Con gli stessi valori dei parametri usati in precedenza si evidenzia la verifica alla sezione di chiusura relativa alla sola portata dell'area A:

Sezione	i	D	Q	y/y0
Q _A	0.015	400	122.2	0.50

Come si evince il grado di utilizzazione della condotta di diametro 400 è al di sotto di 0.75, valore limite raccomandato dalla letteratura tecnica.

Il tecnico

 ORDINE DEGLI INGEGNERI
 Paolo Fregoli
 Sez. A
 Civile e Ambientale
 Industriale
 dell'Informazione
 N. 775
 PROVINCIA DI PORDENONE