

CITTA' DI
VENEZIA



**Progetto esecutivo per la realizzazione del Canile Rifugio Comunale all'interno del
Parco S. Giuliano a Venezia –Mestre**

CUP: F77H170017600

C.I. 14349



Relazione idrologica e idraulica

Venezia, 6 maggio 2019



ing. Paolo Ardizzon

Premessa

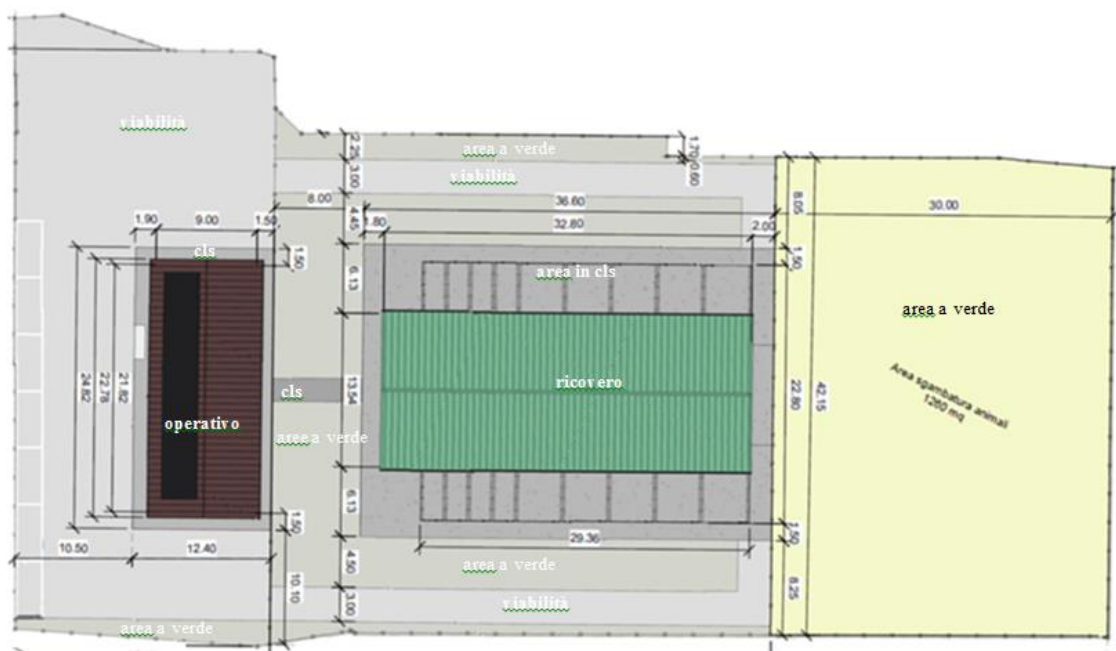
L'intervento riguarda la realizzazione del Canile rifugio comunale in un'area di 4.427,00 m² posta all'estremità di nord-est del Parco di San Giuliano a Mestre.



Localizzazione del canile

La struttura è formata dal ricovero degli animali e dall'edificio operativo per la gestione del canile; l'area di sud-est dell'edificio, prossima all'ingresso, è destinata a parcheggio, mentre quella a nord-est è dedicata alla sgambatura dei cani ospitati.

Le coperture dei due edifici sono in lastre di lamiera d'acciaio, i box esterni del ricovero e i marciapiedi sono monolitici in calcestruzzo, il parcheggio e la viabilità interna è in tre strati di pietrischetto stabilizzato in emulsione bituminosa, l'area di sgambatura e le rimanenti aree sono a verde.



Tipologia di superfici della struttura

Si riportano di seguito le superfici:

- tetti = 443 (ricovero) + 225 (operativo)	=	m ²	668
- box esterni + marciapiedi ricovero (496) + marciapiedi operativo (82+16)	=	m ²	594
- parcheggio e viabilità	=	m ²	1.166
- sgambatura (1.260) + aree a verde (739)	=	m ²	1.999
- sommano	=	m ²	4.427

Il presente documento costituisce la relazione idrogeologica e idraulica funzionale alla progettazione della rete delle acque pluviali e di quella della raccolta degli scarichi reflui della struttura.

A. Rete di raccolta delle acque pluviali

1 Analisi idrologica

Per determinare le portate che possono defluire nella rete, caratterizzate da stabiliti tempi di ritorno T_r , sono stati utilizzati i dati a disposizione delle precipitazioni di breve durata e di massima intensità registrate nella stazione pluviometrica di Mira (VE) prossima all'ambito, nel periodo 1991-2016 (25 anni).

I dati ufficialmente pubblicati costituiscono un campione storico omogeneo per gli eventi di durata inferiore a un ora: 5, 10, 15, 30 e 45 minuti.

In forma tabellare sono riportati di seguito i valori annuali registrati delle precipitazioni di massima intensità per le durate di 5, 10, 15, 30, 45 minuti utilizzati nelle successive elaborazioni.

Anno	h (mm)				
	5 minuti	10 minuti	15 minuti	30 minuti	45 minuti
1992	11.4	18.6	20.2	22.6	24.2
1993	5.8	9.0	11.6	18.2	20.8
1994	11.8	19.6	26.6	41.6	43.0
1995	12.8	25.2	29.2	31.6	32.0
1996	11.6	18.8	30.4	35.0	42.4
1997	9.2	17.8	23.8	36.0	41.0
1998	8.6	14.4	15.8	16.8	21.2
1999	16.6	25.6	31.4	37.6	44.6
2000	10.6	16.2	21.4	35.6	40.8
2001	10.8	17.6	20.6	29.6	31.4
2002	10.6	17.6	23.8	34.2	45.4
2003	7.0	12.4	14.2	22.0	26.0
2004	11.2	17.8	21.6	27.4	29.6
2005	6.6	11.2	16.0	25.4	28.4
2006	11.4	17.8	23.2	35.4	44.0
2007	9.4	14.4	17.4	26.6	38.0
2008	12.8	17.0	19.2	35.6	44.0
2009	10.0	17.4	22.0	26.8	28.6
2010	10.2	18.0	24.8	40.2	47.0
2011	12.2	17.4	23.4	36.0	50.4
2012	9.4	15.8	21.8	37.4	53.6
2013	7.0	9.4	10.6	11.8	14.6
2014	16.4	28.6	37.0	53.4	57.0
2015	9.4	16.2	19.6	23.8	24.0
2016	10.8	17.6	21.2	35.8	49.8

Precipitazioni di massima intensità per le durate di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti

Tali valori hanno fornito la base dell'analisi probabilistica finalizzata alla determinazione delle curve segnalatrici di probabilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno considerati.

Le elaborazioni sono state condotte in prima analisi regolarizzando le altezze di pioggia massime annuali, per ciascuna durata, utilizzando la legge probabilistica log-normale a due parametri.

Indicando con h [mm] la variabile altezza di pioggia, con $P(h)$ la sua probabilità cumulata, con $m(h)$ la media e con $s(h)$ lo scarto quadratico medio, si ottiene:

$$P(h) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} \cdot du$$

con

$$u = a \cdot \ln(h) + b$$

$$a = \left[\ln \left(1 + \left(\frac{s(h)}{m(h)} \right)^2 \right) \right]^{0.5}$$

$$b = \frac{0.5}{a} - a \cdot \ln(m(h))$$

1.1 Le curve di possibilità pluviometrica

Applicando la legge probabilistica a due parametri sono state costruite le curve di possibilità pluviometrica nella forma binomia, per diversi periodi di ritorno:

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

dove:

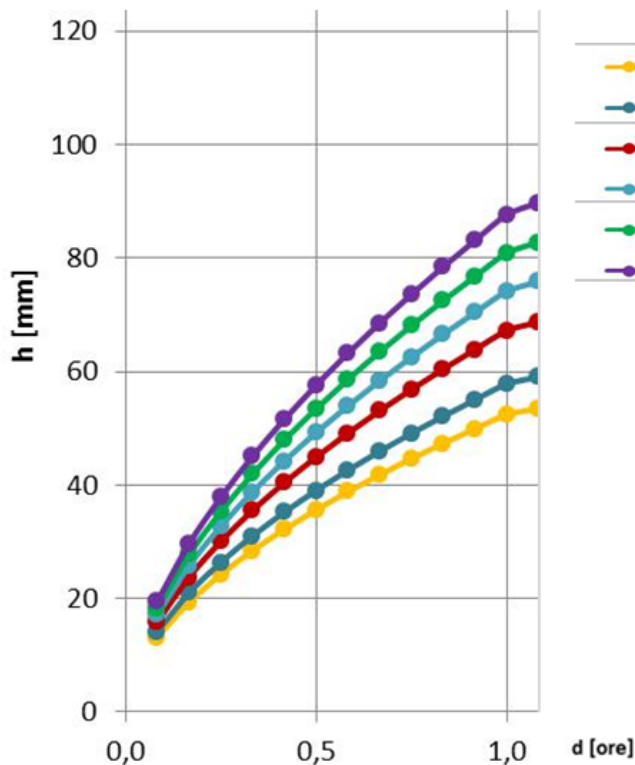
h [mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t [ore] dell'evento;

a (mm/ora) e n (adimensionale) sono parametri rappresentativi della stazione pluviometrica.

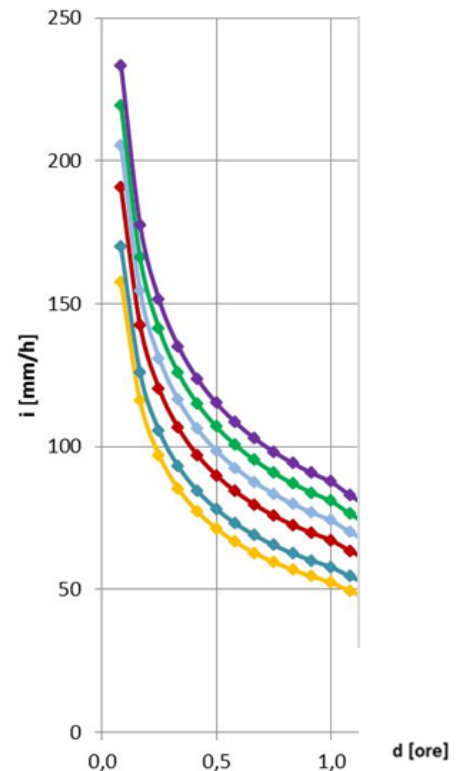
I valori di “ a ” e di “ n ” sono stati ricavati per i tempi di ritorno di 10, 25, 50, 100, 200 anni mediante interpolazione ai minimi quadrati dei valori di h [mm] al variare della durata t [ore] per un prefissato valore di T [anni].

Nella seguente tabella sono riportate in forma numerica tali curve al variare del periodo di ritorno con esplicitati i valori dei parametri “ a ” e “ n ”.

Durata (t) [minuti]	Tempo di ritorno [Anni]					
	5	10	25	50	100	200
5	13.1	14.2	15.9	17.1	18.3	19.4
10	19.3	21.0	23.7	25.8	27.7	29.6
15	24.2	26.4	30.0	32.7	35.3	37.8
20	28.4	31.0	35.5	38.8	41.9	45.0
25	32.2	35.2	40.4	44.2	47.9	51.6
30	35.6	39.0	44.9	49.2	53.4	57.6
35	38.8	42.6	49.1	53.9	58.6	63.2
40	41.8	45.9	53.1	58.4	63.5	68.5
45	44.6	49.1	56.9	62.6	68.1	73.6
a	52.40	57.80	67.19	74.12	80.87	87.62
n	0.5569	0.5663	0.5806	0.5899	0.5982	0.6059



Curve di possibilità pluviometrica



Curve di intensità di precipitazione

2. Calcolo delle portate che affluiscono alla rete

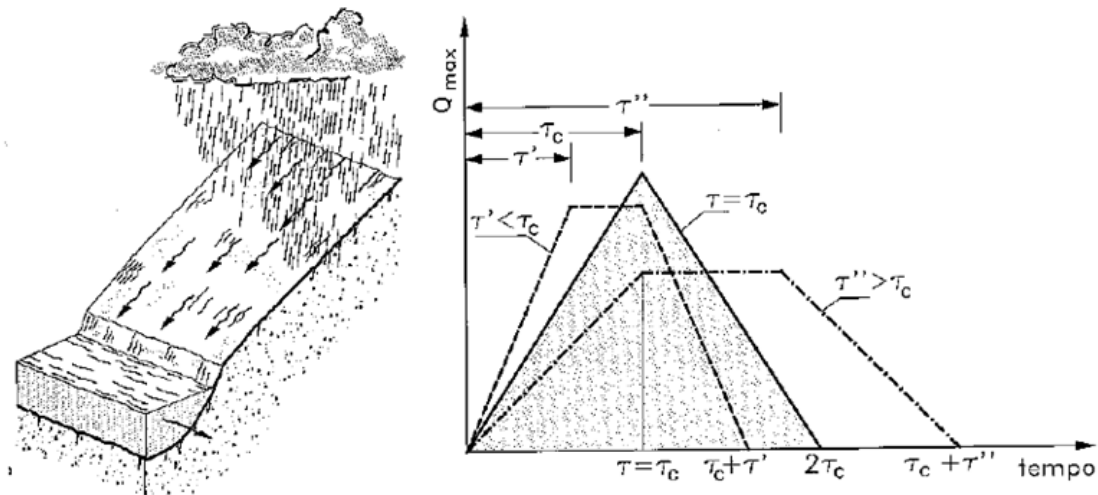
Il calcolo delle portate conseguenti a un evento meteorico è stato eseguito applicando il metodo cinematico o del ritardo di corrivazione.

Se su un bacino di superficie S cade, per una durata di pioggia t , una precipitazione di altezza h e di intensità media $j=h/t$, estesa a tutto l'area, solo una frazione φ del volume meteorico Sh risulta efficace agli effetti del deflusso.

La portata è data dalla seguente espressione:

$$Q = \varphi \frac{S \cdot h}{t}$$

dove φ è il coefficiente di deflusso che tiene conto che solo una parte delle piogge in ruscellamento raggiunge la sezione che sottende l'area di scolo perché una parte va dispersa per infiltrazioni, o altre cause, con percentuali differenti in funzione delle permeabilità delle superfici di deflusso.



Schematizzando le aree sottese come superfici rettangolari inclinate, l'idrogramma di piena ha, in questo caso, forma trapezia con fase di crescita e di decrescita di durata pari al tempo di pioggia t .

In figura sono riportati lo schema del bacino e gli idrogrammi di piena per diverse durate di precipitazione.

Il tempo di corrivazione è l'intervallo di tempo necessario alla particella di pioggia, che cade nel punto idraulicamente più lontano, per raggiungere la sezione che sottende l'area di deflusso considerata per il quale si registra la portata massima dall'inizio dell'evento di pioggia.

Il tempo di corrivazione è dato dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

t_a = tempo d'accesso alla rete relativo all'area drenata dal collettore fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo; il tempo di accesso assume valori variabili da 5 a 15 minuti in funzione dell'estensione dell'area; nel caso di specie il tempo di accesso è stato assunto pari a 5 minuti, considerata la limitata superficie dell'ambito.

t_r = tempo di rete è il tempo di percorrenza del ramo principale secondo il percorso più lungo (L) calcolato come rapporto tra tale lunghezza e una velocità di riferimento $V = 1 \div 1.5$ m/s in moto uniforme con il massimo grado di riempimento del collettore.

$$t_r = \sum_i L_i / V$$

La sommatoria va estesa a tutti i tratti che costituiscono il percorso più lungo della rete fognaria.

Delle 4 linee di collettamento è risultata di lunghezza maggiore pari a m 55 la linea A, pertanto il tempo di rete è risultato pari a .

$$t_r = 55/1 = 55 \text{ s} = 0.92 \text{ min}$$

Pertanto:

$$t_c = t_a + t_r = 5 + 0.92 = \mathbf{5.92 \text{ minuti}}$$

Per un tempo di ritorno $Tr = 25$ anni, la curva di possibilità pluviometrica è caratterizzata dai seguenti parametri: $a = 67.19$ mm/ora e $n = 0.5806$ (si veda precedente tabella):

$$h = 67.19 \cdot t^{0.5806}$$

per $t = t_c = 5.92$ min = 0.0907 ore, si ottiene un'altezza di precipitazione:

$$h_c = 67.19 \times 0.2402 = 16.7 \text{ mm} \sim \mathbf{17 \text{ mm}}$$

L'intensità di pioggia critica è data da:

$$J = \frac{h}{t} = 17 / 0.0907 = \mathbf{187 \text{ mm/h}}$$

Considerato che i rami hanno lunghezze fra loro paragonabili e la limitata estensione dell'area si è assunta per l'area un'intensità di precipitazione costante pari a $\mathbf{J = 200 \text{ mm/h}}$.

Per il coefficiente di deflusso sono stati assunti valori:

Area a verde	φ	=	0.40
Viabilità in ghiaio su asfalto	φ	=	0.80
Superfici in calcestruzzo	φ	=	0.80
Tetti in lastre di acciaio	φ	=	1.00

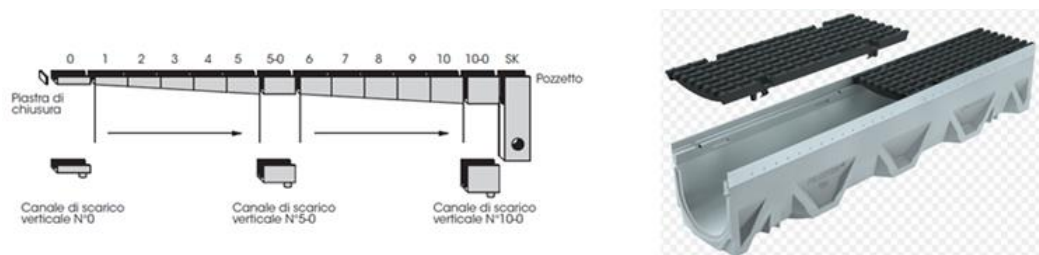
Si è fatto riferimento a un coefficiente di deflusso medio ponderato fra le differenti aree dato da:

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

Il sistema di drenaggio è stato suddiviso in 3 rami principali: A, B e C costituiti da:

- tubazioni in PVC conformi alle UNI EN 1401 con classe di rigidità SN 4;
- pozzetti in c.a. con chiusino o caditoia in ghisa sferoidale classe C 250 nell'area a parcheggio e nella viabilità interna;
- canali di drenaggio in calcestruzzo composito fibrorinforzato con pendenza interna e griglie in ghisa sferoidale classe C 250, alle due estremità longitudinali delle aree scoperte del rifugio.

Gli scavi sono a sezione ristretta con ricoprimento sopratubo di cm 100, larghezza cm 50 + d.



canali di drenaggio in calcestruzzo composito fibrorinforzato griglie in ghisa sferoidale

La massima portata di progetto è stata determinata, procedendo da monte verso valle, seguendo la seguente procedura:

- per ogni sezione di calcolo è stata determinata l'area totale sottesa e il coefficiente di afflusso;
- considerato che i rami hanno lunghezze simili e le aree di afflusso sottese sono paragonabili e di modesta entità, si è rinunciato a seguire la procedura iterativa per la determinazione del tempo di rete con l'effettiva velocità di rete, inizialmente assunta pari all'unità, in quanto nel caso di specie, l'iterazione determinerebbe correzioni di portata di valori privi di significato pratico;
- si è considerata un'intensità media di pioggia $J = 200$ mm/h superiore di quella ottenuta per il tempo di corrvazione di calcolo.

Per l'analisi del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme all'interno delle tubazioni si è utilizzata la formula di Chezy valida per deflussi a pelo libero:

$$Q = K_s * A * R_h^{2/3} * \sqrt{i}$$

Q = portata liquida all'interno del tubo m³/s

ks = coefficiente di scabrezza Gaskler Strickler pari a 80 m^{1/3}s⁻¹ per tubazioni in PVC con depositi

A = area della sezione di deflusso m²

i = pendenza tubazioni (assunta pari a 2 ‰)

R_h = raggio idraulico m

B = perimetro bagnato m

E' stata verificata che la portata massima derivabile da ciascuna griglia risulti maggiore di quella affluente.

Facendo riferimento alle metodologie esposte al capitolo precedente, e considerando un grado di riempimento non superiore al 80%, si riportano in forma tabellare i valori output della verifica idraulica della rete dove:

A, B, C = rami principali della rete

l = lunghezza dei tratti dei singoli rami

S = superficie di afflusso

J = intensità di pioggia

R_h = raggio idraulico m;

B = perimetro bagnato m.

RAMO A

A	l	S	J	φ	Q	D	Riemp m	i _r	V	Rh	τ
tratto	[m]	[m ²]	[mm/h]		[l/s]	[m]	[%]	[%]	[m/s]	[cm]	[Pa]
1-2	4,9	20	200	0,8	0,89	0,125	35	0,3	0,33	2,1	0,62
2-3	9,5	88	200	0,8	3,91	0,160	55	0,3	0,41	3,8	1,12
2-3	9,5	88	200	0,8	3,91	0,160	55	0,3	0,41	3,8	1,12
7-8	8	89	200	0,8	3,96	0,160	55	0,3	0,41	3,8	1,12
7-8	8	89	200	0,8	3,96	0,160	55	0,3	0,41	3,8	1,12
d-8	2,9				3,15	0,160	55	0,2	0,39	3,7	0,73
8-3	9,2	226	200	0,8	13,19	0,250	55	0,3	0,65	5,7	1,68
3-4	6,8	434	200	0,8	23,24	0,315	50	0,3	0,64	6,9	2,03
3-4	6,8	434	200	0,8	22,44	0,315	50	0,3	0,64	6,9	2,03
a-4	9,2				3,15	0,160	55	0,2	0,39	3,7	0,73
4-5	15	523	200	0,8	29,54	0,315	60	0,3	0,79	7,6	2,23
5-6	15	690	200	0,8	36,97	0,315	70	0,3	0,82	8,4	2,47
5-6	15	690	200	0,8	36,97	0,315	70	0,3	0,82	8,4	2,47
7-6	3,8	60	200	0,8	2,67	0,125	65	0,3	0,43	3,1	0,91
6-ul	4,8	810	200	0,8	42,30	0,315	80	0,3	0,84	8,4	2,47

RAMO B

A	I	S	J	φ	Q	D	Riempim	i_f	V	Rh	τ
tratto	[m]	[m ²]	[mm/h]		[l/s]	[m]	[%]	[%]	[m/s]	[cm]	[Pa]
1-2	20,4	222	200	0,36	4,43	0,160	70	0,2	0,42	4,1	0,80
2-3	2,9	228	200	0,30	8,21	0,200	65	0,2	0,49	5,1	1,00
BOX.-3	15,4	90	200	0,80	4,00	0,160	65	0,2	0,42	4	0,78
Marc.-3	0,9	36,78	200	0,80	1,63	0,125					
3-4	5,7				13,85	0,250	65	0,2	0,56	6,3	1,23
e-4	2,5				5,75	0,160	70	0,3	0,52	4,1	1,21
4-5	13,6				19,60	0,250	70	0,3	0,7	6,4	1,88
f-5	2,5				5,75	0,160	70	0,3	0,52	4,1	1,21
5-6	5,6				25,35	0,315	65	0,2	0,66	7,9	1,55
BOX.-6	15,4	90	200	0,80	4,00	0,160	65	0,2	0,42	4	0,78
Marc.-6	15,4	36,78	200	0,80	1,63	0,125					
6-7	5,9				30,98	0,315	70	0,2	0,71	8,3	1,63
c-12	1,5				3,15	0,160	55	0,2	0,39	3,7	0,73
12-13	8,5				3,15	0,160	55	0,2	0,39	3,7	0,73
b-13	1,5				3,15	0,160	55	0,2	0,39	3,7	0,73
13-9	7,2	124			6,30	0,200	55	0,2	0,47	4,7	0,92
9-7	12,7	138	200	0,75	12,03	0,250	60	0,2	0,55	6	1,18
8-7	20	174,4	200	0,42	4,04	0,160	65	0,2	0,42	4	0,78
7-ul	4,8	155	200	0,37	50,22	0,400	65	0,2	0,77	10	1,96

RAMO C

A	I	S	J	φ	Q	D	Riempim	i_f	V	Rh	τ
tratto	[m]	[m ²]	[mm/h]		[l/s]	[m]	[%]	[%]	[m/s]	[cm]	[Pa]
1-2	4,9	48	200	0,65	1,73	0,125	55	0,2	0,33	2,8	0,55
2-3	3				1,73	0,125	55	0,2	0,33	2,8	0,55
Marc.-6		16	200	0,80	0,71						
BOX.-3	1,5	45	200	0,80	2,00	0,125	80	0,2	0,39	3,1	0,61
3-4	4,2				4,44	0,160	70	0,2	0,52	4,1	0,80
g-4	2,5				5,75	0,160	70	0,3	0,52	4,1	1,21
4-5	13,6				10,19	0,200	65	0,3	0,6	5,1	1,50
h-5	2,5				5,75	0,160	70	0,3	0,52	4,1	1,21
5-6	5,6				15,94	0,250	70	0,2	0,57	6,4	1,25
Marc.-6		16	200	0,80	0,71						
BOX.-6	1,5	45	200	0,80	2,00	0,125	80	0,2	0,39	3,1	0,61
6-7	6,2				18,66	0,250	70	0,3	0,7	6,4	1,88
8-9	4,9	48	200	0,65	1,73	0,125	55	0,2	0,33	2,8	0,55
9-7	2				1,73	0,125	55	0,2	0,33	2,8	0,55
7-ul	4,8	155	200	0,37	20,39	0,250	75	0,3	0,71	6,5	1,91

B. Rete di raccolta delle acque reflue

Per il dimensionamento della rete si è fatto riferimento alle norme UNI EN 12056.

La rete colletta i reflui provenienti dagli scarichi dell'edificio operativo e quelli derivanti dal lavaggio dei box interni al ricovero e di quelli esterni, per la parte posta sotto l'aggetto del tetto.

Le portate degli apparecchi sanitari sono definite, dalla richiamata norma, in unità di scarico US, riportate in forma tabellare per le due diramazioni di scarico uscenti dall'edificio collegate con la rete esterna.

Spogliatoio	apparecchio s.	n	US	US totali
	wc	1	2.5	2.5
	lavabi	3	0.5	1.5
	docce	2	0.8	1.6
sommano	scarico 1			5.6
Servizio igienico	wc	1	2.5	
	lavabo	1	0.5	
Cucina	lavello	1	0.8	
sommano	scarico 2		3.8	
Ambulatorio	lavabo	1	0.5	
sommano	scarico 3		0.5	

La conversione della portata da US in l/s è data dalla seguente espressione:

$$Q = K \sqrt{\sum US} \quad (\text{l/s})$$

Dove K è un coefficiente che tiene conto della contemporaneità di scarico il cui valore dipende dalla destinazione d'uso del fabbricato; nel caso di utilizzo intermittente come nel caso di specie:

$$K = 0.5$$

Sostituendo i valori:

$$Q_1 = 1.18 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = 0.97 \text{ l/s} \sim 1.00 \text{ l/s}$$

$$Q_3 = 0.97 \text{ l/s} \sim 0.35 \text{ l/s}$$

I reflui prodotti nel ricovero sono costituiti:

- n. 1 vasca per lavaggio animali pari a 0.8 US corrispondente a una portata $Q_L = 0.89 \text{ l/s}$;
- l'acqua di lavaggio dei box considerando la contemporaneità di 3 idropulitrici della portata di 17 l/min ciascuna e, pertanto, $Q_{IP} = 3 \times 17 / 60 = 0.85 \text{ l/s}$

La rete è costituita da:

- tubazioni in PVC conformi alle UNI EN 1401 con classe di rigidità N4
- pozzetti in c.a. con chiusino in ghisa sferoidale classe C 250.

Gli scavi sono a sezione ristretta con ricoprimento sopratubo di cm 100, larghezza cm 50 + d.

Per il movimento del refluo nelle tubazioni si è utilizzato il coefficiente di scabrezza di ks di scabrezza Gaukler Strickler assunto pari a $80 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ per tubazioni in PVC con depositi/incrostazioni.

Alle tubazioni è stata assegnata una pendenza del 0.5%, in forma tabellare si riportano i valori di output della verifica idraulica.

Tratto	l [m]	Q [l/s]	D [mm]	Riemp. [%]	i [%]	V [m/s]	R _h [cm]	τ [Pa]
1N-2N	12,5	0.85	125	30	0,5	0,39	1,80	0,88
2N-3N	14	0.85	125	30	0,5	0,39	1,80	0,88
3N-4N	12,4	0.85	125	30	0,5	0,39	1,80	0,88
5N-6N	12,5	0.85	125	30	0,5	0,39	1,80	0,88
6N-7N	14	0.85	125	30	0,5	0,39	1,80	0,88
7N-8N	12,7	0.85	125	30	0,5	0,39	1,80	0,88
9N-8N	6,7	1.00	125	32	0,5	0,4	18,50	9,07
8N-10N	15,3	2.03	125	51	0,5	0,49	2,56	1,25
14N-10N	5,9	3.07	125	60	0,5	0,54	3,00	1,47
10N-4N	12,7	3.07	125	60	0,5	0,54	3,00	1,47
11N-12N	11,05	1.00	125	31	0,5	0,4	1,90	0,93
12N-13N	6,8	1.00	125	31	0,5	0,4	1,90	0,93
13N-4N	7,7	1.35	125	37	0,5	0,44	2,20	1,08
4N-VS	6,4	4.42	160	69	0,5	0,69	3,30	1,62

Le acque reflue sono recapitate a una vasca terminale Vs, posta in prossimità dell'ingresso, per il sollevamento degli afflussi alla vicina stazione di rilancio Veritas per il recapito finale al depuratore di San Giuliano.

La vasca prefabbricata in cav di cm 150X150 x200 è stata dimensionata considerando l'installazione di due pompe disposte in parallelo del tipo Flygt DP 37 0,6kW 230 Volt, monofase, 50 Hz, con condensatore complete di slitta scorrevoli.

Quadro elettrico universale FCP2 per 2P monofase con condensatore incorporato, 230V- 50Hz., potenza massima 2,2kW, campo taratura 2-16A, custodia in ABS a parete, grado di protezione IP55, con 3 regolatore di livello a galleggiante Flygt NF5, 250V, 15/8A, con cavo PVC A07vv- F3x1 doppio isolamento; i livelli di avvio e arresto si differenziano in ragione di un dislivello costante ipotizzato per il caso in esame pari a 0.50 m.

Venezia, 16 maggio 2019

ing. Paolo Ardizzon