

F

Relazione Valutazione di  
Compatibilità Idraulica

Elaborato

Castelfranco Veneto

Comune

Variante al P.U.A.  
Area D55 Via Dei Carpani

Oggetto

03.2022

Data

tav.1.dwg

File

Revisione

ANCORA s.r.l.  
LEVANTE s.r.l.

Committente

Via D. Scolari 56/D  
31033 Castelfranco Veneto Tv  
t. 0423 472210 f. 0423 482156  
e-mail: cinelstudio@tiscali.it  
dennis.cinel@archiworldpec.it

Architetto  
Dennis Cinel

Via Roma 67/C  
35017 Piombino Dese Pd  
tel. 049 9365117  
e-mail: info@carnio-gasparin.it

Ingegnere  
Valerio Carnio

**COMUNE DI CASTELFRANCO VENETO**  
Provincia di Treviso

**P.U.A. AREA D55 VIA DEI CARPANI**

**A. VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA**  
D.G.R. VENETO N° 2948/09

**B. ACQUE DI PRIMA PIOGGIA**  
Art. 39 delle Norme Tecniche di Attuazione del Piano di  
Tutela delle Acque  
Aggiornamento DGR N° 1023 del 17/07/2018

**C. RIUTILIZZO DELLE ACQUE DI PIOGGIA**

**RELAZIONE**

**Committente:** FIOR S.R.L. con sede a Castelfranco Veneto (TV) via dei Carpani,  
c.f. e p.i.v.a.: 03699600262.

**Progettista:** Ing. Valerio CARNIO

Aprile 2022.

## **A. VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA.**

### **A.1. Generalità.**

La presente relazione tratta il dimensionamento di una rete di fognatura bianca di un'area destinata ad insediamento commerciale, nonché la valutazione di compatibilità idraulica ai sensi del D.G.R.V. N° 2948/09.

L'intervento in progetto, è previsto in Comune di Castelfranco Veneto (Provincia di Treviso) via Dei Carpani, e interessa una superficie di 13724m<sup>2</sup>.

La realizzazione delle opere in progetto, va ad aumentare il coefficiente di deflusso in un'area destinata a insediamento commerciale e verde e quindi i volumi d'acqua che confluiscono nei collettori naturali privati e pubblici: nasce quindi l'esigenza di laminare le portate generate dalla pioggia con opportuni manufatti.

La soluzione prevista è la realizzazione di un bacino di accumulo in grado di modulare nel tempo le portate generate dall'evento di pioggia intenso accompagnato da un sistema di drenaggio nel rispetto dell'allegato "A" della DGRV 2948/09.

Il criterio di dimensionamento è quello dell'invarianza idraulica il quale prevede che l'intervento proposto non vada ad aumentare il rischio idraulico rispetto allo stato attuale.

Scopo dello studio è l'individuazione delle variazioni all'assetto idrogeologico esistente conseguenti alla realizzazione dell'insediamento commerciale, con l'obiettivo di introdurre misure compensative e accorgimenti tecnici necessari ad evitare l'aggravio delle condizioni idrauliche dell'area.

Il progetto prevede la nuova edificazione di un edificio commerciale; attualmente la zona è utilizzata come area verde privata. Ad oggi, le acque meteoriche sono disperse sul terreno.

Dal punto di vista geologico il terreno interessato dall'urbanizzazione è costituito da un materasso alluvionale di grande potenza nel quale si succedono prevalentemente strati di sabbie limose, argille sabbiose e di sabbia ghiaiosa di spessori variabili e di densità variabile.

La capacità di filtrazione degli strati superficiali, fino a 2 m, sono scarse per le caratteristiche granulometriche del terreno (argille sabbiose) mentre è buona a partire da 2 m di profondità per la presenza di sabbia e ghiaia.

Sul punto vedasi l'estratto della relazione geologica nell'allegato "A1-4".

La rete idraulica ricettrice e le fognature nell'area d'intervento sono rappresentate nella tavola n. 2 allegata alla presente relazione (allegato "B2").

L'edificio previsto non ha piani interrati.

## A.2. Equazione di possibilità pluviometrica.

Si sono presi in considerazione i dati relativi, sia alle piogge brevi ed intense sia a quelle orarie, registrate nella stazione meteo di Castelfranco Veneto e si è applicata l'equazione di possibilità pluviometrica di seguito riportata.

Per l'opera in studio, è stato impostato un tempo di ritorno  $T_r$  pari a **50** anni.

Mediante un'opportuna elaborazione dei dati storici, si è ottenuta l'equazione di possibilità pluviometrica per durate di pioggia superiori l'ora:

$$h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$$

dove:  $\left. \begin{array}{l} a = 32,7 \\ b = 11,6 \\ c = 0,797 \end{array} \right\}$  sono delle costanti determinate nell'elaborazione dei dati di pioggia;

- h è l'altezza di pioggia espressa in mm;

- t è il tempo [min].

Per direttive regionali e del Consorzio di Bonifica Piave, il volume d'invaso deve avere una capacità tale che vi sia un'invarianza idraulica rispetto allo stato attuale; il deflusso ammesso è di 10 l/s · ha.

## A.3. Stato di fatto e stato di progetto.

Allo stato attuale l'area in oggetto, per una superficie di 13724 m<sup>2</sup>, è utilizzato come verde privato. Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato commerciale, per una superficie coperta ed impermeabile complessiva di 4085 m<sup>2</sup>, mentre si prevede la pavimentazione delle strade e marciapiedi con asfalto per una superficie di 3882 m<sup>2</sup> e a verde 1724 m<sup>2</sup>; la rampa del della zona di carico e scarico degli autotreni ha una superficie di 670 m<sup>2</sup>. I parcheggi con masselli drenanti hanno una superficie 2357 m<sup>2</sup>, i marciapiedi hanno un'estensione di 1012 m<sup>2</sup>. Per i parcheggi drenanti con spazio interposto fra le mattonelle (posate su materasso di ghiaino di 10 cm) di 2 cm si è considerato un  $\phi=0,4$  essendo da studi specifici risultato che il drenaggio anche per piogge intense è pressoché prossimo a 100% (Pilotti – Tomirotti , *Drenanti*, vol. 3, Università di Brescia – Assobeton, 2011).

Il coefficiente di deflusso medio ponderale della situazione attuale (terreno a verde) è  $\varphi = 0,2$ .

#### **A.4. Dimensionamento della rete d'invaso.**

L'acqua che cade sull'ara interessata dalle strade, dai parcheggi, dai marciapiedi, dall'area a giardino e dalla zona di carico e scarico degli automezzi viene convogliata a mezzo di caditoie in condotte del diametro di 1 m che funge da bacino di laminazione. Il controllo della portata di deflusso avviene attraverso il manufatto di restituzione (MDR); l'area sopra descritta ha una superficie di 8254m<sup>2</sup>.

La restante area costituita dalla copertura dell'edificio, dai marciapiedi circostanti e dall'area verde a nord misura 5467 m<sup>2</sup> e l'acqua che essa raccoglie viene fatta defluire nei dreni. Il dimensionamento dei dreni viene esplicitato nel paragrafo successivo. Con tale configurazione di sistemazione idraulica vengono rispettate sia la DGRV 2948/09 e le norme del PI art. 54 delle NTO punto 47 che prevedono che il drenaggio non ecceda il 50% del volume d'acqua. La scelta dei drenaggi della copertura e dell'area verde trova motivo nel fatto che si tratta di acque sostanzialmente non inquinate (a meno del pulviscolo atmosferico) dall'attività antropica (spandimenti di autoveicoli ed altro) il che mette la falda superficiale al riparo da inquinanti e nel contempo conserva l'efficienza dei dreni.

Essendo il terreno costituito, dopo i 3 m di profondità, da ghiaia e sabbia con un coefficiente di permeabilità medio alto  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s si prevede di costruire sei dreni aventi 2 metri di diametro ed una profondità di 5 m riempiti. Questi manufatti sono in grado di smaltire l'intera portata d'acqua proveniente dalla superficie impermeabilizzata; vedasi a tal proposito le curve di carico ed il deflusso dei dreni. Il dimensionamento dei dreni viene esplicitato nel paragrafo successivo

#### **A.5. Dimensionamento del bacino di laminazione**

Il terreno attuale è utilizzato a giardino privato e presenta un coefficiente di deflusso pari a  $\varphi = 0.2$

Per la determinazione del volume d'acqua affluente alla bocca terminale dell'area soggetta a laminazione, si fa riferimento ai parametri di seguito riportati:

Destinazione d'uso	Superficie (m <sup>2</sup> )	$\varphi$	$\varphi \cdot S$ (m <sup>2</sup> )
Pavimentazioni drenanti	2354	0,40	941
Rampa zona di carico e scarico	670	0,90	603
Superfici strade	3882	0,90	3493
Superficie a marciapiedi	1012	0,90	911
Superficie a verde	336	0.20	67
Totale	8254		6016
$\bar{\varphi} = \frac{\sum \varphi_i \cdot s_i}{\sum s_i} = \frac{6016}{8254} = 0,7297$			

*Tabella: Coefficiente di deflusso medio ponderale di progetto assegnato all'area.*

Calcolato il coefficiente di deflusso medio ponderale, è possibile determinare, per una data altezza di pioggia, il volume d'acqua che si viene a creare in seguito della variazione superficiale del terreno.

Con l'invaso è possibile a controllare i volumi di pioggia che vengono ad interessare l'area in questione, eseguendo un bilancio nel tempo della quantità d'acqua in ingresso e in uscita dalla rete.

I volumi sono stati calcolati con il metodo dell'invaso a mezzo di programma di calcolo sul foglio elettronico Excel (ing. Cerni – Acque Risorgive); in allegato sono riportati i dati riepilogativi d'ingresso ed uscita riferiti sia allo stato attuale sia a quello di previsione. Il volume netto d'invaso necessario per compensare la diversa permeabilità dei suoli rispetto allo stato attuale caratterizzato dal coefficiente udometrico di ~ 10 l/s è Pari a  $582-105= 477\text{m}^3 < 529$ ; la differenza può essere di riserva per eventuali varianti o insufficienza dei dreni.

*Tabella dei volumi reperiti tramite i manufatti di progetto*

MANUFATTO	LUGHEZZA	DIAMETRO	VOLUME		MANUFATTO	N°	LATO	VOLUME
	m	cm	m <sup>3</sup>			cm	m <sup>3</sup>	
CONDOTTA	490	100	385		POZZETTO	20	150	68
CONDOTTA	116	80	58		POZZETTO	1	120	2
CONDOTTA	22	60	6		POZZETTO	2	100	2
CONDOTTA	62	40	8		POZZETTO	1	80	1
			<b>457</b>					<b>72</b>
VOLUME TOTALE		<b>529</b>	m <sup>3</sup>					

## METODO DELL' INVASO



Impostare : - Comune  
- tempo di ritorno [anni]  
- coefficiente d'afflusso  
- coefficiente udometrico imposto [l/s,ha]  
- esponente  $\alpha$  della scala delle portate

## PARAMETRI IN INGRESSO

Castelfranco Veneto	50
Coefficiente d'afflusso k	0.2 [-]
Coefficiente udometrico imposto allo scarico	10 [l/s, ha]
Esponente $\alpha$ della scala delle portate	1 [-]
Superficie intervento	8,254 [m <sup>2</sup> ]

## RISULTATI

Parametri della curva di possibilità pluviometrica 
$$h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$$

Comune di	Castelfranco Veneto	a	32.7 [mm min <sup>-1</sup> ]
Zona	NORD-ORIENTALE	b	11.6 [min]
Tempo di ritorno [anni]	50	c	0.79 [-]

Volume specifico richiesto per l'invarianza	127 [m <sup>3</sup> ha <sup>-1</sup> ]
Volume richiesto per l'invarianza	104.8 [m <sup>3</sup> ]

Programma gratuito distribuito dal Consorzio di Bonifica Dese Sile (www.bonificadesesile.net).

Si declina ogni responsabilità per qualsiasi danno, diretto o indiretto, causato dall'utilizzo del programma.

H14

## METODO DELL' INVASO



Impostare : - Comune  
- tempo di ritorno [anni]  
- coefficiente d'afflusso  
- coefficiente udometrico imposto [l/s,ha]  
- esponente  $\alpha$  della scala delle portate

## PARAMETRI IN INGRESSO

Castelfranco Veneto	50
Coefficiente d'afflusso k	0.729 [-]
Coefficiente udometrico imposto allo scarico	10 [l/s, ha]
Esponente $\alpha$ della scala delle portate	1 [-]
Superficie intervento	8,254 [m <sup>2</sup> ]

## RISULTATI

Parametri della curva di possibilità pluviometrica 
$$h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$$

Comune di	Castelfranco Veneto	a	32.7 [mm min <sup>-1</sup> ]
Zona	NORD-ORIENTALE	b	11.6 [min]
Tempo di ritorno [anni]	50	c	0.79 [-]

Volume specifico richiesto per l'invarianza	705 [m <sup>3</sup> ha <sup>-1</sup> ]
Volume richiesto per l'invarianza	581.6 [m <sup>3</sup> ]

Programma gratuito distribuito dal Consorzio di Bonifica Dese Sile (www.bonificadesesile.net).

Si declina ogni responsabilità per qualsiasi danno, diretto o indiretto, causato dall'utilizzo del programma.

100%

Esegue lo zoom del documento al 100%.

*Report dei volumi determinati con riferimento allo stato di progetto ed allo stato attuale.*

## A.6. Dimensionamento dei dreni

Dalla lettura della carta dei Deflussi Freatici dell'Alta Pianura Veneta (Antonelli – Del Pra) risulta che la falda freatica in corrispondenza del sito in esame è a circa 36 m s.l.m.m., mentre il terreno è a quota 42 m s.l.m.m. (dato desunto dalla CTR). Dalla relazione geologica risulta che l'escursione della falda è di 4 m.

Il dimensionamento dei dreni viene condotto per un tempo di pioggia con  $t = 1$  ora = 60 min e un TR di 50 anni

$$h = 32.7 \times 60 / (60 + 11,6)^{0.79} = 67 \text{ mm}$$

Per un tempo di 1 ora si propone una intensità di pioggia (l/sec.) con andamento costante.

Il volume totale dell'acqua è (se si considera il coefficiente d'afflusso pari a 0,78):

$$V = h \times A = (67 \times 5467 \times 0,78) / 1000 = 278 \text{ m}^3$$

Con una distribuzione costante si ha:

$$Q = (278 \times 1000) / 3600 = 77,32 \text{ l/sec.}$$

Nel dreno con profondità  $h = 5,00$  m, diametro 2 m e ponendo che il drenaggio avvenga sulla superficie laterale e sul fondo, si ha che:

la portata di infiltrazione è data da:

$$Q = \frac{2\pi KH^2}{l_n(R/r_0)} + K\pi r_0^2$$

dove:

K = coefficiente di filtrazione;

H = altezza d'acqua nel pozzo;

R = raggio di filtrazione;

$r_0$  = raggio del pozzo;

e

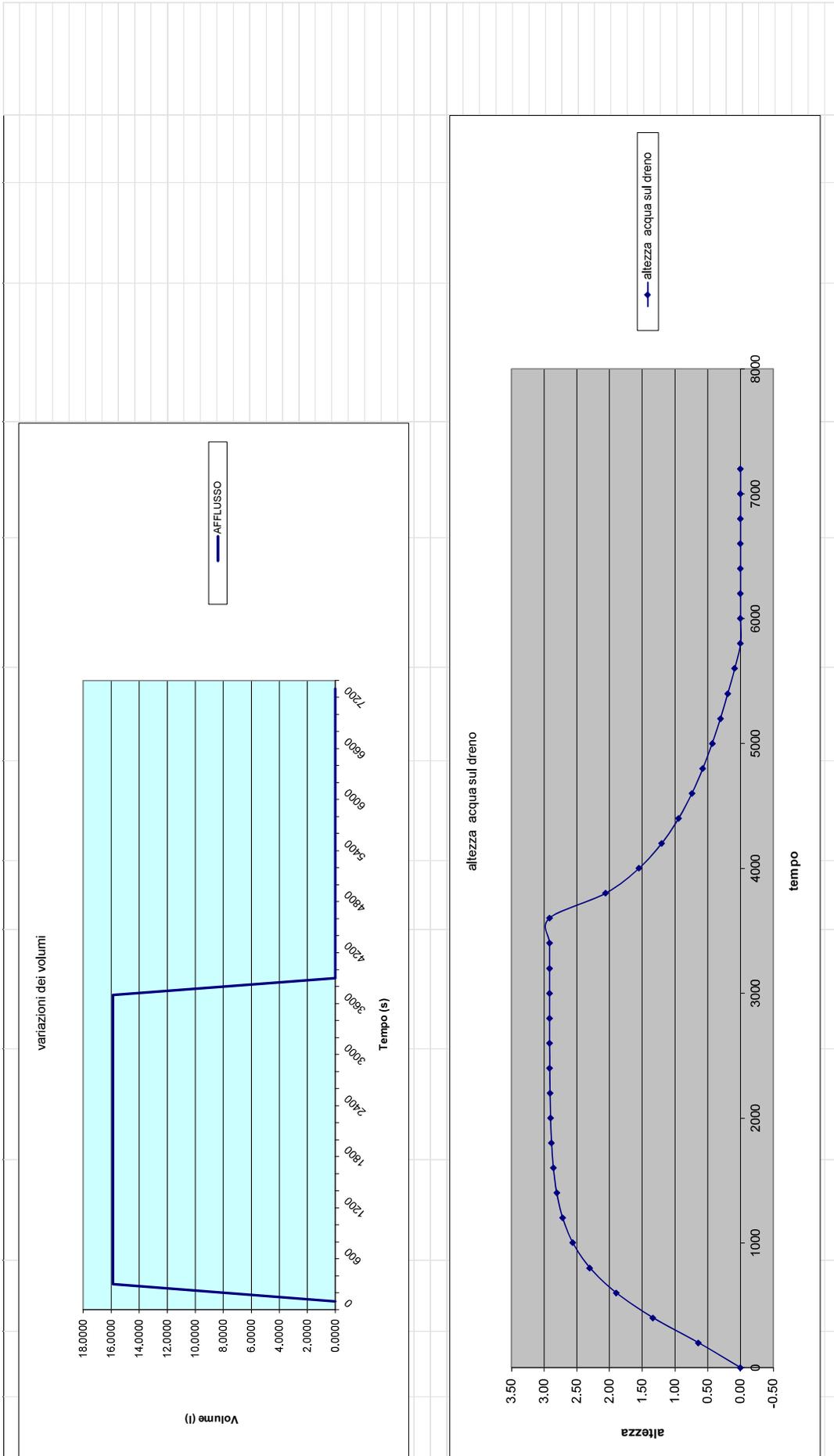
$$R/r_0 = 3.828(\sqrt{1 + h/r_0} - 1).$$

Dalla relazione geologica si è desunto un valore per  $K = 1 \times 10^{-3}$  m/sec; considerando che la pavimentazione può rilasciare sostanze che vengono trascinate in sospensione si ritiene di proporre in via cautelativa un  $K = 0,5 \times 10^{-3}$  m/sec che tiene conto anche della perdita di efficienza del dreno.

Descrivendo l'andamento dei moti di afflusso e filtrazione per un tempo di discretizzazione

$$\Delta t = 200 \text{ secondi (3,33 minuti)}$$





La laminazione dei volumi d'acqua è prevista mediante la messa in opera di un opportuno manufatto di controllo (manufatto di restituzione MDR), costituito da un pozzetto di adeguate dimensioni di calcestruzzo dotato di luce di fondo, costituita da un foro circolare di diametro di 100mm (diametro minimo consentito) alla quale sovrasta uno stramazzo rettangolare (in previsione di eventi del tutto eccezionali ) Si prevede un collegamento fra i dreni e il bacino di laminazione alla massima quota del l'invaso per far fronte ad eventi imprevedibili il che rappresenta un positivo fattore di ridondanza

Con un tirante di 0,9 m la portata di efflusso massima è di:

$$Q = Cc \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{\frac{1}{2}}$$

con: Cc = coefficiente di efflusso = 0,6;  
A = area del foro Ø 0,10 m –  $0,1^2 \cdot 3,14/4 = 0,00785 \text{ m}^2$ ;  
g = acc. gr. =  $9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ ;  
h = altezza del tirante in m.

$$q_{\max (h=0,9)} = 0,6 \cdot 0,00785 \cdot (2 \cdot 9,81 \cdot 0,9)^{1/2} = 0,0197 \text{ m}^3/\text{s} \quad (19,7 \text{ l/s})$$

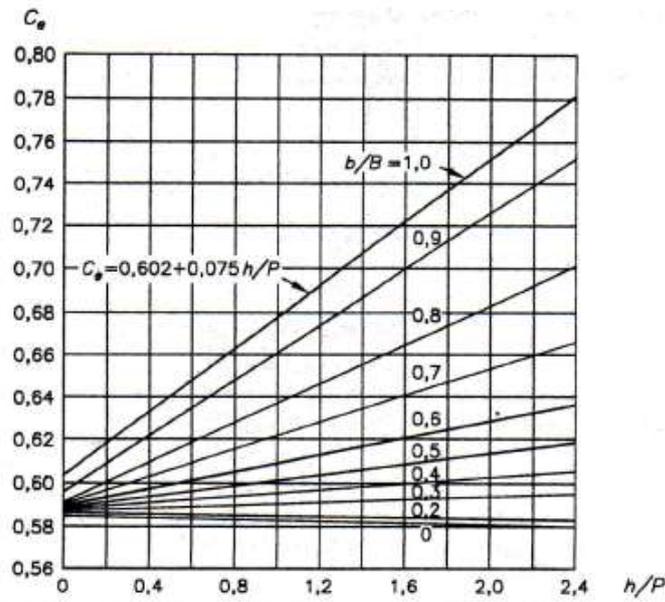
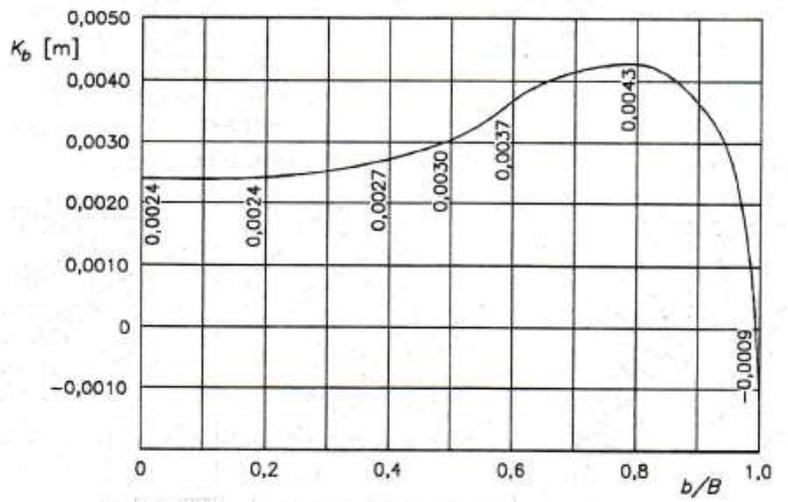
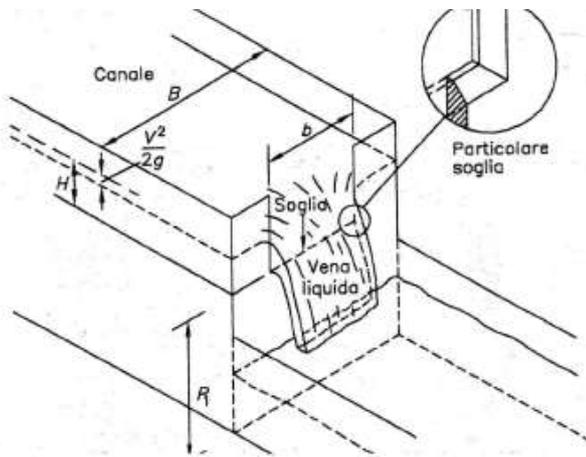
$$q_{(h=0,45)} \cong 0,014 \text{ m}^3 (14 \text{ l/s})$$

che riferita alla superficie totale di 1,3692 ha valore accettabile dato che un diametro minore della bocca tarata non garantirebbe un deflusso a causa di sedimentazione e ostruzioni di vario genere (art. 54, p. 20 delle NTO del PI).

Per la portata dello stramazzo rettangolare e a parete sottile si fa riferimento alla formula di Kindsvater e Carter:

$$Q = Ce (b + Kb) \cdot g^{\frac{1}{2}} \cdot (h + 0,001)^{\frac{3}{2}}$$

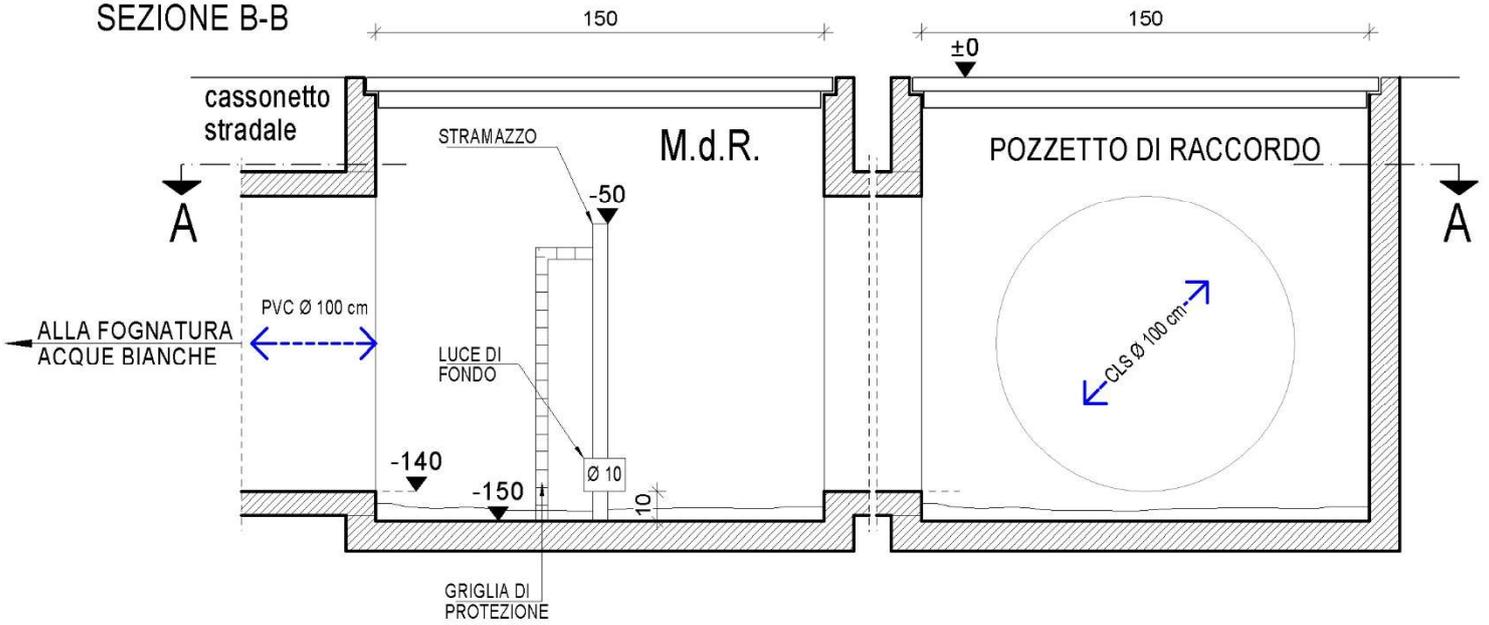
dove: b = larghezza dello stramazzo (m);  
B = larghezza della condotta (m);  
h = altezza della vena (m);  
P = petto dello stramazzo (m);  
Ce e Kb = sono coefficienti desumibili dagli abachi che seguono.



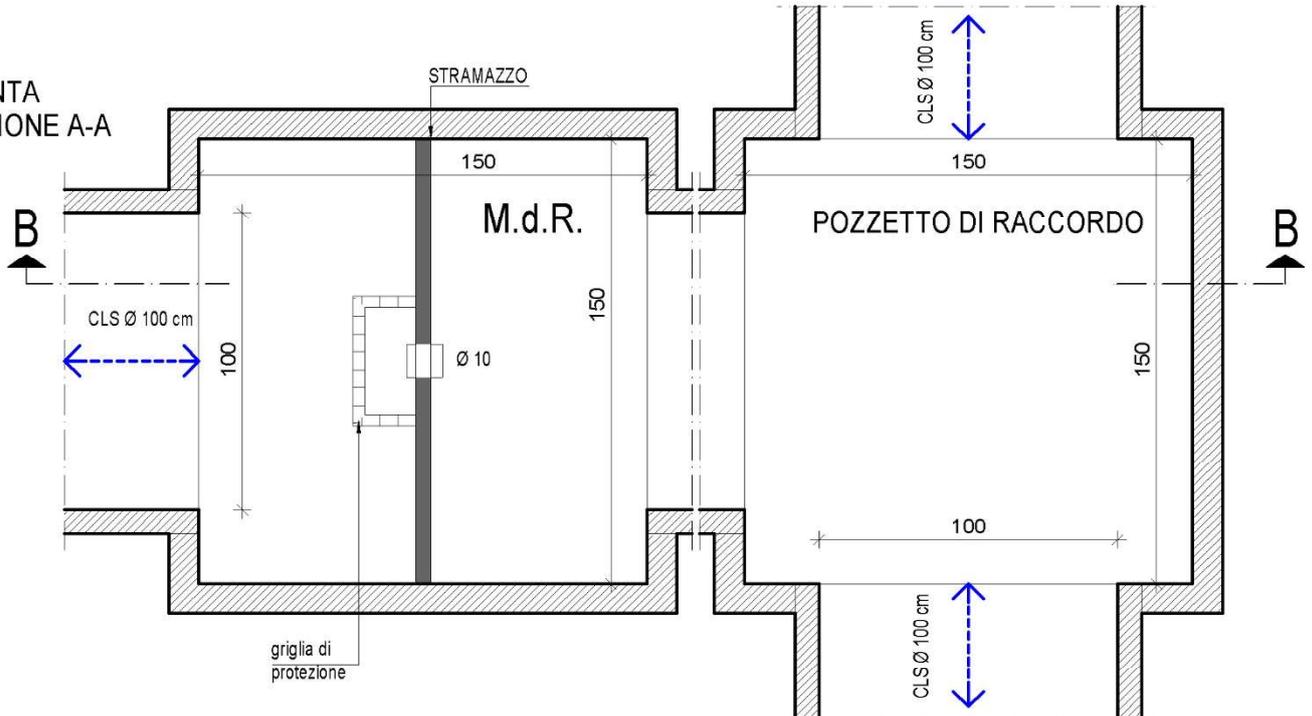
Particolare manufatto di restituzione (MDR)

# MANUFATTO DI RESTITUZIONE - MdR - SCALA 1.25

## SEZIONE B-B

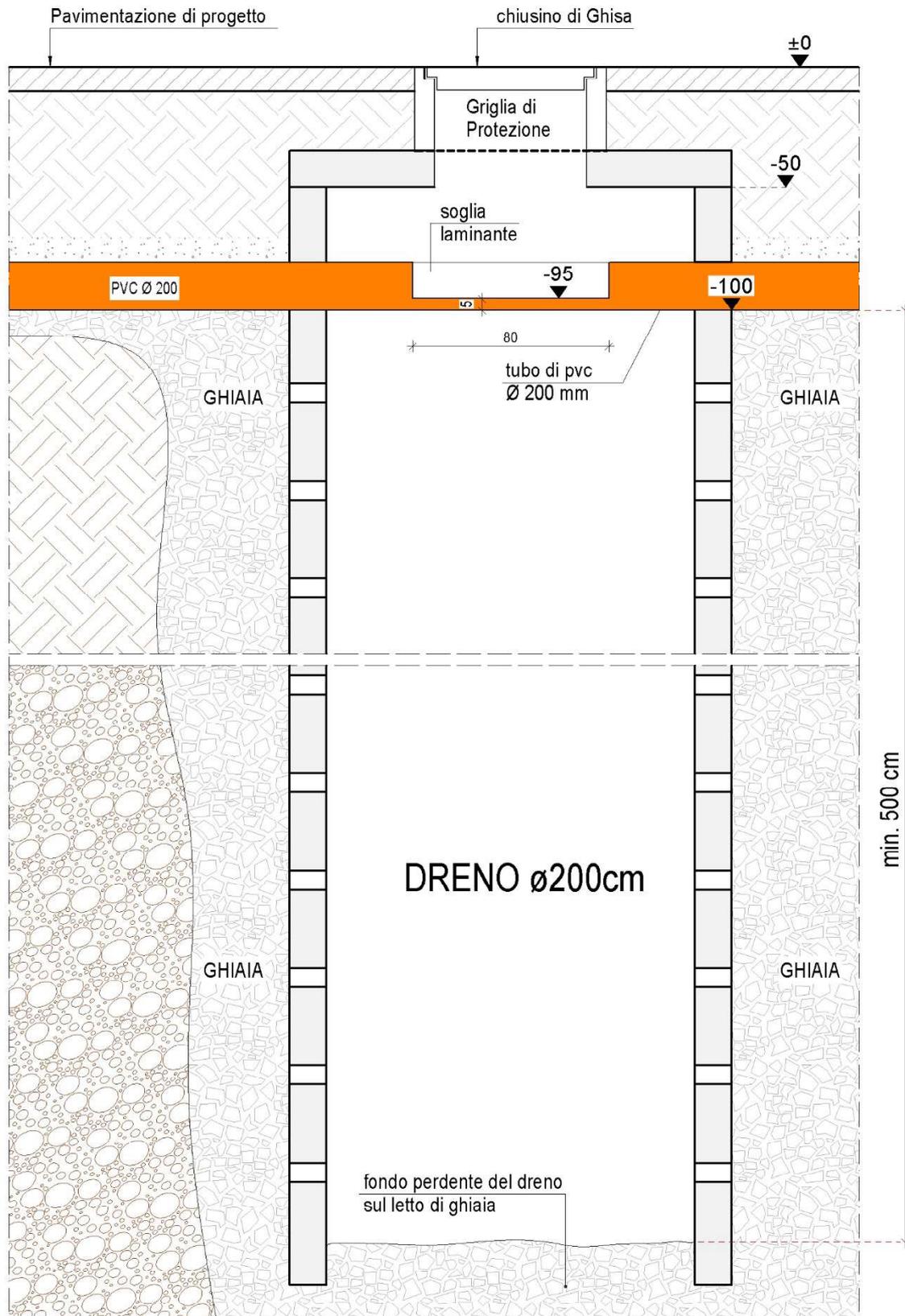


## PIANTA SEZIONE A-A



# DRENO TIPO

SCALA 1:25



con:  $\frac{b}{B} = \frac{100}{100} = 1,0 \rightarrow Kb = 0,0009$

$$\frac{h}{P} = \frac{35}{100} = 0,35 \rightarrow Ce = 0,62$$

$$Q = 0,62 (1 + 0,0009) \cdot 9,81^{0,5} \cdot (0,35 + 0,001)^{\frac{3}{2}} = 0,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con la pioggia critica di intensità 0,0459 l/s (con t = 10min) si ha una portata di:

$$Q = \frac{\varphi \cdot i \cdot S}{360} = 0,711 \cdot \frac{0,0459}{1000} \cdot 7410 = 0,24 < 0,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Per smaltire la portata di 0,24 m<sup>3</sup>/s t= 10min (questa a seguito di eventi del tutto eccezionali che fa defluire l'acqua attraverso lo stramazzo) si impiegano due tubi di pvc Ø 400 mm con:

- pendenza *i* del 0,002 (2‰);
- raggio idraulico R<sub>H</sub> = 0,126 (riempimento y=40/.40);
- scabrezza condotta K<sub>S</sub> = 120 (condotta vecchia);
- area liquida, A = 0.126 m<sup>2</sup>

la portata vale:

$$Q = 2A \cdot K_S \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} = 0,289 \text{ m}^3 > 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### Ulteriori provvedimenti a riduzione del Rischio Idraulico e Ambientale

Ai provvedimenti di cui sopra si aggiungono i seguenti che hanno lo scopo di evitare che le acque esterne vadano ad interessare il piano di carico e più precisamente:

1. un dosso in corrispondenza della rampa che porta alla rampa per un'altezza di 20 cm.
3. l'inserimento a fine rampa ed in corrispondenza della griglia di raccolta di un pozzetto di 5 m<sup>3</sup> di capienza che per gli scrosci (t = 5÷10 min) riesce a ricevere l'acqua anche in caso di mancato funzionamento delle pompe.
4. l'impiego di due pompe sommergibili in parallelo con funzionamento a livello differenziato, collegate al gruppo di continuità.

## **B. ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.**

### **B.1. Premessa.**

Per il Piano di Tutela delle Acque, il piazzale dell'insediamento ricade nell'ambito fissato dall'art. 39, punto 3, lettera d), con la possibilità di limitare il contributo delle acque di prima pioggia alle aree effettivamente interessate dal dilavamento di sostanze pericolose.

Le acque raccolte in specifiche vasche devono essere, entro le 48 ore successive al termine della pioggia, trattate e scaricate sulle acque superficiali con caratteristiche chimiche e fisiche a norma di legge, nel caso nostro la concentrazione delle sostanze allo scarico non devono superare i limiti riportati nel D.Lgs 03.04.2006 n. 152.

Il problema del dimensionamento delle vasche di prima pioggia è assai complesso per l'insieme delle variabili che influiscono sulla quantità d'acqua da depurare. La variabile principale è rappresentata dalla pioggia di riferimento dalla quale dipendono elementi come velocità, portata e tempi di corrivazione.

I riferimenti normativi sono:

- D.M. 30-07-99 (per le acque scolanti nella laguna di Laguna di Venezia)
- D.lgs n° 152/2006, art. 121,(Norme in materia Ambientale)
- LR 33/1985, artt. 19 e 28,
- Piano di Tutela delle Acque – PTA – Regione Veneto – DCRV n° 107 del 05-11-09 allegato “D”, e ss. mm. e ii.
- DGR Veneto n° 80 del 27.01.11,
- DGR Veneto n° 842 del 15.05.2012,
- DGR Veneto n° 1770 del 28.08.12,
- DGR Veneto n° 1534 del 03.11.2015,
- D.P.C.M. 4 marzo 1996.

### **B.2. Definizione del problema.**

La normativa impone che la frazione d'acqua da inviare alla vasca di raccolta sia quella corrispondente all'altezza di 5mm che si riversa su tutta l'area interessata da varie forme d'inquinamento tenendo presente che devono confluire nella vasca anche i 5mm delle aree che, dal punto di vista idraulico, si trovano più distanti.

E' evidente che con tale condizione la quantità d'acqua da accumulare temporaneamente è nella maggior parte dei casi superiore a quella ottenuta moltiplicando i 5mm per la superficie del bacino.

I tempi di corrivazione dell'acqua dipendono dalle condizioni geometriche dell'area (forma), delle condotte (pendenza, materiale, forma e stato di conservazione) e della disposizione della rete di intercettazione superficiale ed infine dal tipo di precipitazione, scroscio o giornaliera.

Nel caso in cui l'altezza di precipitazione sia inferiore ai 5mm situazione questa che vede tutta l'acqua raccolta nella vasca il problema del tempo di corrivazione non si pone. Nei restanti casi la determinazione del tempo di corrivazione è l'essenza del problema. Come riportato, le caratteristiche della precipitazione influiscono sul tempo di corrivazione per cui, a fronte delle infinite piogge si dovrà in qualche modo fare riferimento ad una di esse, dalla quale partire per la determinazione delle restanti grandezze.

Le norme fissano come tempo di ritorno - TR - quello relativo ad un anno<sup>1</sup>. L'equazione di possibilità pluviometrica con TR = 2 per la zona di Castelfranco Veneto (TV) ha la seguente espressione:

$$h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$$

dove:  $\left. \begin{array}{l} a = 17,6 \\ b = 8,7 \\ c = 0,819 \end{array} \right\}$  sono delle costanti determinate nell'elaborazione dei dati di pioggia;

- h è l'altezza di pioggia espressa in mm;

- t è il tempo [min].

E' da ritenere molto probabile che le piogge più frequenti siano di durata superiore ai tempi di corrivazione

$$t_p > t_c$$

in tal caso la portata massima sarà, nella ipotesi di ietogramma costante data dalla:

$$Q_{\max} = \varphi S h / t_p$$

con:

$\varphi$  = coefficiente di deflusso,  
S = superficie di invaso,

<sup>1</sup> Sul punto vedasi L.DA DEPPO e C. DATEI Fognature, Ed. lib. Cortina, Padova 2009, pag. 384, nel caso in esame si è posto un Tr = 2 anni.

h = altezza di pioggia,  
t<sub>p</sub> = tempo di pioggia.

Con tempo di pioggia di durata inferiore a tempo di corrivazione

$$t_p < t_c$$

la portata massima sarà, sempre nella precedente ipotesi di ietogramma costante pari a:

$$Q_{\max} = \varphi S h / t_c$$

con:

φ = coefficiente di deflusso,  
S = superficie di invaso,  
h = altezza di pioggia,  
t<sub>c</sub> = tempo di corrivazione.

Con tempo di pioggia di durata uguale al tempo di corrivazione

$$t_p = t_c$$

in tal caso la portata massima sarà, sempre nella precedente ipotesi di ietogramma costante pari a:

$$Q_{\max} = \varphi S h / t_c$$

ed di valore medio pari alla metà di Q<sub>max</sub>.

Per la determinazione del tempo di corrivazione sulle superfici dei piazzali e strade si farà riferimento alla formula<sup>2</sup>:

$$t_c = 26,3(L/K_s)^{0,6}/(j^{0,4} i^{0,3})$$

ossia, quando non è noto J, la seguente:

$$t_c = [26,3(L/K_s)^{0,6}/(3600^{(1-n)0,4} a^{0,4} i^{0,3})]^{1/(0,6+0,4n)}$$

dove :

L è la lunghezza del piazzale di conglomerato bituminoso (m),  
K<sub>s</sub> è la scabrezza secondo Gauckler-Strickler assunta pari a 70 m<sup>1/3</sup>/s,  
a e n sono i coefficienti di pioggia nella formula monomia (m),  
i è la pendenza della superficie di raccolta delle acque (m/m),  
J è l'intensità di pioggia (m/ora).

---

2 Dovuta al Civil Engineering Department Dell'Universita del Maryland , sul punto cfr. L. Da DEPPPO e C. DATEI , Le opere Idrauliche nelle costruzioni Stradali, BIOS, Cosenza, 1999, pagg. 34 e 35.

Per il calcolo dei tempi di corrivazione in canaletta (o bordo marciapiedi) e condotta si farà riferimento, nell'ipotesi di moto uniforme, alla formula di Gauckler –Strickler

$$Q = vA = K_s R_H^{2/3} i^{1/2} A$$

con i relativi coefficienti di scabrezza ed in particolare:

$R_H$  è il raggio idraulico = area sezione liquido/perimetro bagnato (m),

$K_s = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le condotte di calcestruzzo ruvido o asfalto,

$K_s = 75 - 110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le condotte di pvc, polietilene ed acciaio,

$K_s = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le canalette di calcestruzzo a sezione triangolare,

$i$  è la pendenza della superficie di raccolta delle acque (m/m),

$v$  è la velocità in condotta (m/s),

$A$  è la superficie della sezione del liquido ( $\text{m}^2$ ).

Il calcolo della velocità in condotta sarà fatto per successive approssimazioni in funzione del grado di riempimento (e quindi del raggio idraulico  $R_H = \text{area sezione liquido/perimetro bagnato}$ ) conseguente alla portata d'acqua afferente alla condotta o canaletta.

Una ulteriore semplificazione deriva dalla ipotesi di una intensità di pioggia costante, jetogramma rettangolare.

Le caratteristiche geometriche dei piazzali e delle opere d'intercettazione delle acque piovane trovano riscontro nella planimetria allegata.

### **B.3. Determinazione dei volumi.**

I principali dati della superficie e dei manufatti sono i seguenti:

- superficie pavimentata di conglomerato bituminoso (3000+2700)  $5700 \text{ m}^2$  ( $\phi = 0,9$ ),
- distanza massima dalla canaletta (o cordonata) in direzione del moto 5m,
- pendenza della superficie verso i manufatti di raccolta 0,01,
- condotta di pvc con diametro 160mm, lunga 3,5m e con pendenza del 0,01,

- condotta di calcestruzzo con diametro 1000mm con pendenza del 0,001,
- caditoie quadrate del tipo a nido d'ape.

Il tempo di corrivazione totale è la somma di quattro tempi parziali:

- $t_{c1}$  = tempo che l'acqua impiega per percorrere la distanza dal bordo parcheggio della strada alla linea di compluvio,
- $t_{c2}$  = tempo che l'acqua impiega per arrivare alla caditoia dal punto di compluvio della strada,
- $t_{c3}$  = tempo che l'acqua impiega per arrivare alla condotta principale dalla caditoia stradale,
- $t_{c4}$  = tempo che l'acqua impiega per arrivare alla vasca dal punto più distante dalla condotta principale.

I risultati dei calcoli sono riportati nell'allegato "C" nel quale sono evidenziati i tempi di corrivazione e i volumi da inviare e trattare nelle vasche.

## **NOTE SUL FOGLIO DI CALCOLO (EXCEL) INERENTE IL CALCOLO DEI VOLUMI**

### Passo 1 determinazione dei tempi di corrivazione sulle aree scoperte.

Sull'area idraulicamente più distante si determina il tempo che l'acqua impiega per percorrere il tratto di piazzale che va dall'estremità più distante al punto di raccolta (cunetta, caditoia, griglia ecc.). Il tempo viene calcolato con la prima formula riportata a pagina 5. Assieme al tempo di corrivazione viene fornita per una data pioggia la portata  $Q$  afferente al piazzale. La portata è funzione di una pioggia caratterizzata da un tempo  $t$  al quale corrisponde un'altezza d'acqua di

$$h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$$

Variando  $t$  varia la portata ed il tempo di corrivazione.

### Passo 2 determinazione dei tempi di percorrenza in condotta.

Il tempo che l'acqua raccolta dai piazzali impiega per percorrere la condotta è funzione della velocità, e quindi della portata, della scabrezza della condotta e della sua pendenza secondo il legame della formula di Gauckler e Strickler

$$v = Q / (R_h^{3/4} i^{0,5})$$

Il tempo di percorrenza è dato da:

$$T = L/v$$

dove L è la lunghezza della condotta.

Se nel percorso delle acque che va dal piazzale alla vasca di accumulo ci sono più tipologie di condotte: tubi di cls, pvc, cunette di materiali e sezioni varie si determina il tempo di percorrenza come somma dei vari tempi dei singoli tratti. Se nella condotta vi sono contributi di più piazzali si procede al calcolo della portata progressiva e quindi ai tempi conseguenti alla velocità in condotta.

### Passo 3 calcolo dei volumi della vasca.

Una volta determinato il tempo di corrivazione (inizialmente di prima approssimazione) si determina il tempo della pioggia che oltre all'altezza dovuta al tempo di corrivazione mi da una ulteriore altezza di 5mm per far si che tutta l'acqua con una altezza minima di 5mm pervenga alla vasca anche dal punto idraulicamente più distante.

$$t_p = t_c + t_{5mm}$$

Essendo il procedimento rappresentato da un' equazione in forma implicita il tempo di pioggia si ottiene con qualche tentativo.

Alla fine determinato il tempo di pioggia  $t_p$  si ottiene il volume della vasche, la portata complessiva del piazzale, l'intensità di pioggia e l'altezza.

LINEA STRADA										
calcolo dei tempi di corrivazione										
Dati	a= 17.6	b 8.7	c 0.819	min	h	15.7	ore	0.162	15.7	mm
	φ= 0.9	J 97.2	mm/h							
superficie strada d'asfalto		tc1		ipotesi	moto permanente					
φ=	0.90									
S=	300.00	m2								
L=	5.00	m								
Ks=	75.00	m1/3/s								
i=	0.00150	m/m								
i=	0.0972	m/m								
tc1=	93	s	0.03	h						
Q=	0.00729	m3/s	7.29	l/s						
bordo cordonato	asfalto	tc2								
Q	7.29	l/s								
y	0.061									
b	1.22	m								
i	0.05	m/m								
L	8.75	m								
i	0.001	m/m								
Ks	75	m1/3/s								
P	1.282524	m								
A	0.03721	m2								
Rh	0.029013	m3/s								
v	0.223941	m/s								
Q	0.008333	m3/s	8.33	l/s						
tc2	39	s	ok							
tubo	pvc	tc3		DETERMINAZIONE DEL RAGGIO IDRAULICO PER SEZIONE CIRCOLARE						
Q	7.29	l/s	7.29	300.00	y	0.06	m		y<D/2	
L	3.75	m			D	0.160	m			
D	0.16	m			y	0.10	m			
y	0.06	m			y/D	0.64				
i	0.015	m/m			(y(D-y))	0.04	m2			
Ks	100.00	m1/3/s			((y(D-y))/(D	0.96	m			
P	0.20	m			arcosa	0.29	rad	16.72	gradi	
A	0.01	m2			P	0.30	m	0.20	0.50	
Rh	0.0314	m			A	0.01	m2	0.01	0.02	
v	1.22	m/s	da cfr con	7.29	Rh	0.0459	m	0.03		
Q	0.0078	m3/s	7.82	l/s						
tc3	3	s								
tubo	cls	tc4	sup. totale	DETERMINAZIONE DEL RAGGIO IDRAULICO PER SEZIONE CIRCOLARE						
Q	vb	l/s	7.29	300.00	y	0.15	m		y<D/2	
L	21.00	m			D	0.60	m			
D	0.60	m		φ= 0.90	y	0.45	m			
y	0.15	m			y/D	0.75				
i	0.001	m/m			(y(D-y))	0.11	m2			
Ks	75.00	m1/3/s			((y(D-y))/(D	0.87	m			
P	0.63	m			arcosa	0.52	rad	30.02	gradi	
A	0.06	m2			P	1.26	m	0.63	1.88	
Rh	0.0879	m			A	0.23	m2	0.06	0.28	
v	0.47	m/s			Rh	0.1810	m	0.09		
Q	0.0259	m3/s	25.89	l/s						
tc4	45	s								
tubo	cls	tc5	sup. totale	DETERMINAZIONE DEL RAGGIO IDRAULICO PER SEZIONE CIRCOLARE						
Q	46.18	l/s	46.18	1600.00	y	0.25	m		y<D/2	
L	101.00	m			D	0.80	m			
D	0.80	m		φ= 0.90	y	0.55	m			
y	0.25	m			y/D	0.69				
i	0.001	m/m			(y(D-y))	0.17	m2			
Ks	75.00	m1/3/s			((y(D-y))/(D	0.93	m			
P	0.95	m			arcosa	0.38	rad	22.04	gradi	
A	0.13	m2			P	1.56	m	0.95	2.51	
Rh	0.1414	m			A	0.37	m2	0.13	0.50	
v	0.64	m/s			Rh	0.2356	m	0.14		
Q	0.0863	m3/s	86.30	l/s						
tc4	157	s								
tubo	cls	tc5	sup. totale	DETERMINAZIONE DEL RAGGIO IDRAULICO PER SEZIONE CIRCOLARE						
Q	119.10	l/s	119.10	3000.00	y	0.300	m		y<D/2	
L	39.80	m			D	1.00	m			
D	1.00	m		φ= 0.90	y	0.70	m			
y	0.30	m			y/D	0.70				
i	0.001	m/m			(y(D-y))	0.21	m2			
Ks	75.00	m1/3/s			((y(D-y))/(D	0.92	m			
P	1.16	m			arcosa	0.41	rad	23.59	gradi	
A	0.20	m2			P	1.98	m	1.16	3.14	
Rh	0.1709	m			A	0.59	m2	0.20	0.79	
v	0.73	m/s			Rh	0.2963	m	0.17		
Q	0.1446	m3/s	144.60	l/s						
tc4	54	s								
tempo di corrivazione	tc=	391 s	6.51	<15 min						
altezza di pioggia	h=	15.72 mm	>5mm							
Volume di accumulo	V=	42.44 m3								
Pioviggia										
	tempo	altezza	intensità							
	t(min)	h(mm)	i (mm/s)							
	9.7	15.72	0.027006955							
t	9.7	min	inserire tempo di pioggia							
	s	mm								
tp=	191	5.16	>5mm							
tc=	391	10.56								
tp+tc=	582	15.72								

LINEA PARCHEGGIO										
calcolo dei tempi di corrivazione										
Dati	a=	17.6	b	8.7	c	0.819	t	10.8	h	16.7
	φ=	0.9	J	92.7	mm/h		ore	0.180		
superficie strada d'asfalto			tc1							
					ipotesi		moto permanente			
q=	0.90									
S=	240.00	m2								
L=	5.00	m								
Ks=	75.00	m1/3/s								
i=	0.00150	m/m								
j=	0.0927	m/h								
tc1=	94	s	0.03	h						
Q=	0.00556	m3/s	5.56	l/s						
bordo cordonato	asfalto		tc2							
Q	5.56	l/s								
y	0.057									
b	0.614822	m								
j	0.0927	m/m								
L	8.75	m								
i	0.001	m/m								
Ks	75	m1/3/s								
P	0.674458	m								
A	0.017522	m2								
Rh	0.02598	m3/s								
v	0.208048	m/s								
Q	0.003646	m3/s	3.65	l/s						
tc2	42	s	riproporre nuovo y							
tubo	pvc		tc3							
Q	5.56	l/s	5.56	240.00	y	0.05	m		y<D/2	
L	3.75	m			D	0.160	m			
D	0.16	m			y	0.11	m			
y	0.05	m			y/D	0.67				
i	0.015	m/m			(y(D-y))	0.04	m2			
Ks	100.00	m1/3/s			((y(D-y))/D)	0.94	m			
P	0.20	m			arcosa	0.34	rad	19.73	gradi	
A	0.01	m2			P	0.31	m	0.20		0.50
Rh	0.0296	m			A	0.01	m2	0.01		0.02
v	1.17	m/s	da cfr con	5.56	Rh	0.0466	m	0.03		
Q	0.0068	m3/s	6.82	l/s						
tc3	3	s								
tubo	cls		tc4	sup. totale						
Q	vb	l/s	10.99	474.00	y	0.13	m		y<D/2	
L	79.00	m		φ=	0.90	D	1.00	m		
D	1.00	m				y	0.87	m		
y	0.13	m				y/D	0.87			
i	0.001	m/m				(y(D-y))	0.11	m2		
Ks	75.00	m1/3/s				((y(D-y))/D)	0.68	m		
P	0.74	m				arcosa	0.83	rad	47.42	gradi
A	0.06	m2				P	2.40	m	0.74	3.14
Rh	0.0823	m				A	0.72	m2	0.06	0.79
v	0.45	m/s				Rh	0.3020	m	0.08	
Q	0.0274	m3/s	27.45	l/s						
tc4	176	s								
tubo	cls		tc5	sup. totale						
Q	39.96	l/s	39.96	1250.00	y	0.21	m		y<D/2	
L	43.00	m			D	1.00	m			
D	1.00	m		φ=	0.90	y	0.79	m		
y	0.21	m				y/D	0.79			
i	0.001	m/m				(y(D-y))	0.17	m2		
Ks	75.00	m1/3/s				((y(D-y))/D)	0.81	m		
P	0.95	m				arcosa	0.62	rad	35.47	gradi
A	0.12	m2				P	2.19	m	0.95	3.14
Rh	0.1258	m				A	0.67	m2	0.12	0.79
v	0.60	m/s				Rh	0.3040	m	0.13	
Q	0.0713	m3/s	71.30	l/s						
tc4	72	s								
tubo	cls		tc5	sup. totale						
Q	102.51	l/s	102.51	2699.00	y	0.230	m		y<D/2	
L	39.80	m			D	1.00	m			
D	1.00	m		φ=	0.90	y	0.77	m		
y	0.23	m				y/D	0.77			
i	0.001	m/m				(y(D-y))	0.18	m2		
Ks	75.00	m1/3/s				((y(D-y))/D)	0.84	m		
P	1.00	m				arcosa	0.57	rad	32.70	gradi
A	0.14	m2				P	2.14	m	1.00	3.14
Rh	0.1363	m				A	0.65	m2	0.14	0.79
v	0.63	m/s				Rh	0.3031	m	0.14	
Q	0.0856	m3/s	85.62	l/s						
tc4	63	s								
tempo di corrivazione	tc=	451	s							
altezza di pioggia	h=	16.69	mm							
Volume di accumulo	V=	40.54	m3							
	Pioggia									
	tempo	altezza	intensità							
	t(min)	h(mm)	i (mm/s)							
	10.8	16.68776	0.025752718							
t	10.8	min	inserire tempo di pioggia							
	s	mm								
tp=	197	5.070426	>5mm							
tc=	451	11.61734								
tp+tc=	648	16.68776								

## **BREVI NOTE SULLA MANUTENZIONE DELLA RETE DI ACQUE METEORICHE.**

L'efficienza della rete delle acque meteoriche è strettamente legata ad un programma di manutenzione degli interventi sottoelencato con una cadenza semestrale. Una verifica con intervento semestrale può a prima vista essere ritenuta abbastanza ravvicinata; va tuttavia tenuto conto che la rete delle acque meteoriche è soggetta a trasporto di solidi che possono provocare occlusioni nelle condotte di minor diametro e nelle caditoie e griglie di intercettazione che è opportuno tenere sotto controllo.

La lista delle operazioni è quella che si espone di seguito.

1. Pulizia delle condotte e dei pozzetti delle acque meteoriche saranno svolte in ragione della presenza di materiali provenienti dai piazzali; comunque è opportuno che almeno ogni sei mesi venga fatta una verifica, la pulizia è auspicabile che venga fatta con apparecchiature quali canal-jet che provveda la aspirazione dei materiali sedimentati.
2. Pulizia e verifica degli impianti di sollevamento che riguarda la sedimentazione nelle vasche delle pompe e la funzionalità della pompa e dell'impianto elettrico (messa a terra, interruttori differenziali, galleggianti, temporizzatori ed eventuali plc.).
3. Pulizia delle vasche di accumulo dai sedimenti provenienti dai piazzali, controllo della funzionalità dei galleggianti, delle pompe di dosaggio dell'acqua da far pervenire ai disoleatori; è necessario fare particolare attenzione durante le operazione da svolgere all'interno delle vasche perché si possono formare gas pericolosi legati alle sostanze depositate all'interno.
4. Manutenzione con asportazione delle sostanze provenienti dal trattamento delle acque; è attendibile una verifica semestrale.
5. Pulizia degli interstizi fra coperchio e telaio dei chiusini dei pozzetti e caditoie e ciò al fine di rendere facile l'apertura per le ispezioni e per la verifica della integrità dei chiusini considerato la notevole usura a cui sono sottoposti. Qualora si renda necessario un nuovo inserimento o la sostituzione di un chiusino è obbligatorio che la classe del manufatto sia compatibile con i carichi che transitano sul piazzale; dato il luogo di impiego – gruppo 5 (EN 124) - si ritiene

appropriato un chiusino di classe E600. Per aree non soggette a forti carichi per asse può essere impiegato un manufatto di classe D400.

6. Analisi cadenzate pre e post depurazione darà conto della funzionalità sia della vasca di sedimentazione sia del disoleatore e soprattutto della tipologia dei carichi inquinanti provenienti dai piazzali.

Da ultimo si ritiene che un monitoraggio in occasione di eventi particolarmente severi che rilevi eventuali zone di ristagno dell'acqua sia molto utile al fine di calibrare i deflussi.

#### **B.4. Impianto di sollevamento.**

##### PIAZZALE DI CARICO - SCARICO

La portata massima di ingresso assumendo una pioggia intensa di breve durata con  $t_p = t_c$ , data dalla formula:

$$Q_{\max} = \varphi S h / t_c ,$$

con:

$\varphi$  = coefficiente di deflusso ( $\varphi = 0,9$ ),  
 $S$  = superficie di invaso ( $S = 670 \text{ m}^2$ ),  
 $h$  = altezza di pioggia ( $T_R = 30$  anni),  
 $t_c$  = tempo di corrivazione ( $t = 173 \text{ s}$ ).

con:

$t_c = 173 \text{ s}$  (tempo di corrivazione della zona di carico e scarico)

$h \cong 11 \text{ mm}$

la portata dell'impianto deve essere:

$$Q_{\max} = 1000 \cdot (0,9 \cdot 670 \text{ m}^2 \cdot 0,0011 \text{ m}) / (173 \text{ s}) \cong 38,34 \text{ l/s}$$

Si prevedono due pompe in parallelo con portata di **25 l/s** ciascuna.

L'impianto ha i seguenti dati:

- differenza di quota geodetica è di 2,40m,
- diametro della condotta di mandata  $d=160\text{mm}$ ,
- 3 curve a  $90^\circ$ ,
- 1 saracinesca,
- 1 valvola di non ritorno,

- lunghezza della condotta di mandata 40m.

La velocità della condotta vale:

$$v = Q/A = 0,0384 \cdot 4 / (0,16^2 \cdot 3,14) = 1,91 \text{ m/s,}$$

Perdite di carico:

*a. continue*

Condotta di mandata L= 40m,

si applica la formula di Gauckler -Strickler,

$$v = K_s R_H^{2/3} i^{1/2}$$

$K_s = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (tubi di pvc usati),

$R_H$  = raggio idraulico che con  $Y/D=1$  vale 0,04m,

$$i = v^2 L / K_s^2 R_H^{4/3} = 1,91^2 \cdot 40 / (90^2 \cdot 0,04^{1,33}) = 1,30\text{m.}$$

*b. localizzate*

b1. pompa  $\Delta h_p = 1,8 v^2/2g$

b2 curve (90ve)  $\Delta h_c = 1,1 v^2/2g$

b3 valvola non ritorno  $\Delta h_v = 0,4 v^2/2g$

b4 saracinesca  $\Delta h_s = 0,2 v^2/2g$

b5 sbocco finale  $\Delta h_f = 0,3 v^2/2g$

per un totale di  $\Delta h_l = (1,8 + 1,1 + 0,4 + 0,2 + 0,3) v^2/2g = 1,52\text{m}$

*c. perdite totali*

(a+b)  $\Delta h_t = 1,30 + 1,52 = 2,82$

La prevalenza richiesta alla pompa è data da:

$$\Delta h = \Delta h_g + \Delta h_t = 2,40\text{m} + 2,82\text{m} = \mathbf{5,22\text{m}}$$

e ammettendo un rendimento della stessa pari a  $\eta = 0,80$ , si ha che la potenza assorbita da ogni singola pompa è pari a:

$$P_{\text{ass}} = \gamma Q \Delta h / (1000 \eta) \text{ [Kw]}$$

$$P_{\text{ass}} = 9806 \cdot 0,0384 \cdot 5,22 / 1000 \cdot 0,80 \approx \mathbf{2.45 \text{ Kw (2,5 Kw)}}.$$

La profondità d'inserimento della pompa dipenderà dal valore di NPSH caratteristico della pompa. Le pompe avranno un livello di intervento differenziato in ragione della precipitazione ovvero del livello nel pozzetto di raccolta.

### **B.5. Sedimentatore e separatore.**

(DISSABIATORE E DISOLEATORE)

Le acque provenienti dai piazzali vengono lasciate in quiete nella vasca di accumulo per 48 ore dalla fine della pioggia al fine di favorire la sedimentazione delle parti pesanti trascinate in sospensione e sfioro della frazione più leggera. Trascorso il tempo di 24 ore le acque vengono prelevate da una pompa e inviate al separatore per il trattamento finale con elementi coalescenti. Lo svuotamento è previsto, al massimo, in 24 ore. Per le vasche dei piazzali A e B si ha una portata di:

$$Q = V \cdot 1000 / (t \cdot 3600) = (33) \cdot 1000 / (24 \cdot 3600) \approx 0,38 \text{ l/s.}$$

Il dimensionamento del separatore viene fatto secondo le norme UNI EN 858-1:2005 e UNI EN 858-2:2004.

Si adotta un separatore senza bypass di classe I con filtri coalescenti e colonna di campionamento. Il codice di tale separatore è: S I P.

Per la norma UNI EN 858-2: 2004 la portata è data da:

$$N_s = (Q_r + f_x Q_s) f_d$$

dove:

$Q_r$  = portata d'acqua piovana,

$Q_s$  = portata d'acqua reflua,

$f_x$  = fattore d'impedimento acque reflue,

$f_d$  = fattore di massa volumica che per densità variabili da 0,85 a 0,90 vale 1,5,

nel caso in esame  $Q_s = 0$  e quindi  $f_x$  non è pertinente,  $Q_r = 0.38 \text{ l/s}$  e quindi

$$N_s = 2$$

$N_s$  rappresenta le dimensioni nominali del separatore.

Da tale numero si ricavano le dimensioni minime del sedimentatore che sono per il caso in studio

$$V_s = 200 N_s / f_d = 200 \cdot 2 / 1,5 = 266 \text{ l (300l)}$$

per il volume del sedimentatore, e

$$\varphi_{\min} = 100 - 125 \text{ mm}$$

per il diametro della tubazione d'ingresso.

### **C. RIUTILIZZO ACQUE DI PIOGGIA.**

A completamento della gestione delle acque di pioggia ed al fine di conseguire un risparmio della risorsa naturale si prevede di utilizzare le acque di pioggia per caricare le seguenti due vasche.

1. Vasca di accumulo per usi di antincendio la cui capacità sarà determinata in base alle norme riportate nel D.M. 18 ottobre 2019 capitolo S6 (RTO) e V8 (RTV) pertinenti al tipo di attività da insediare; ovviamente il rinalzo dovrà avvenire tramite acquedotto.

2. Vasca di accumulo per irrigazione il cui dimensionamento sarà fatto in linea con la norma UNI EN 12484 - 1 - 2 - 3.

### **CONCLUSIONI.**

A conclusione della relazione si vuole sottolineare, per quel che concerne la V.C.I., come le ipotesi assunte a base del calcolo sono cautelative in quanto non sono state considerate:

- la diminuzione delle portate d'ingresso al bacino per effetto della ritenzione superficiale (velo idrico e avvallamenti  $\sim 25 \text{ m}^3/\text{h}$ );
- le perdite della rete delle acque meteoriche.

La rete d'invaso verrà conformata in modo tale da favorire la sedimentazione del materiale trasportato nei manufatti quali pozzetti e bacino d'invaso e comunque prima della immissione nella rete principale fuori della proprietà.

Il Progettista  
Ing. Valerio Carnio  
(firmato digitalmente)

**Allegati:**

- "A1-4" estratto della relazione geologica;
- "B1" tav n. TAV. 1 Estratti cartografici;
- "B2" tav n. TAV. 2 Planimetria degli scarichi – Particolari;
- "C" calcolo del volume vasca di prima pioggia.

**Testi di riferimento:**

- DA DEPPO L. DATEI C. – *Fognature* – LIBR. INT. CORTINA – Padova – 2009;
- AA.VV. – *Sistemi di fognatura- Hoepli* – Milano - 2001,
- DA DEPPO L. DATEI C. – *Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali* – Bios – Cosenza - 1999.
- GHETTI A. – *Idraulica* – 2<sup>a</sup> Ed. – LIBR. INT. CORTINA – Padova – 2006;
- COLOMBO P. COLLOSELLI F. – *Geotecnica* – Zanichelli – Bologna - 2004.
- D'ALPAOS L. – *Trasformazione dell'uso del suolo: influenza sulle portate di piena delle reti idrauliche minori* – Istituto Veneto di Scienze, Lettera ed Arti – Venezia – 1991 – pp. 35 – 60;
- Pilotti – Tomirotti , *Drenanti*, vol. 3, Università di Brescia – Assobeton, 2011.

**ALLEGATO "A1-4"**

materiale fine aumenta formando nella media pianura veneta lenti di sabbia intervallate da livelli argillosi variamente interdigitati.

La natura litologica dei materiali ghiaiosi alluvionali del conoide dei fiumi Brenta e Piave rispecchiano quella delle rocce affioranti nel bacino montano del corso d' acqua: prevalgono, in conseguenza, elementi calcarei e dolomitici di color chiaro, accompagnati da qualche ciottolo basaltico, riferibile alle manifestazioni eruttive terziarie, e da qualche altro porfirico, legato a quelle triassiche. Sono, pertanto, terreni tipicamente permeabili per gli strati alternati e sovrapposti di ghiaie e sabbie, con limitati episodi di intercalazioni limo-argillose, a carattere di lenti.

Nell' alta pianura veneta il sottosuolo uniformemente ghiaioso costituisce l' area di ricarica dell' intero sistema idrogeologico e consente l' esistenza di un' unica potente falda di tipo freatico.

Nella media pianura veneta, la progressiva differenziazione stratigrafica del sottosuolo modifica il sistema monofalda in un sistema multifalde ad esso strettamente collegato e composto da una falda freatica superficiale e da più falde in pressione separate da livelli impermeabili.

La falda freatica del sistema multifalda si esaurisce lungo la linea superiore delle risorgive venendo pressoché interamente a giorno e rilevabile poco a Sud dell' area in esame.

A cavallo dei fontanili la struttura a falde sovrapposte si è ormai realizzata: le falde in pressione si spingono a valle, mentre la falda freatica viene drenata dalle risorgive.

Con le prove penetrometriche effettuate non si è rilevata la presenza di acqua di falda nel sottosuolo fino a -m 7,20 dal piano campagna; nel sondaggio geognostico effettuato nella proprietà confinante ad Est la falda freatica è stata rilevata a -m 9,16 dal piano di campagna in data 27-01-2012.

#### **OSCILLAZIONE DELLA SUPERFICIE FREATICA**

Le oscillazioni della superficie freatica nel tempo, che individuano il regime della falda con il susseguirsi delle fasi di magra e di piena, assumono valori molto diversi da zona a zona in funzione della posizione dell' area nei confronti dei veicoli dell' alimentazione della falda.

Le oscillazioni minori si rilevano lungo il limite meridionale del territorio, in corrispondenza dei fontanili, che costituiscono punti di drenaggio pressoché fissi della falda.

Le escursioni freatiche diminuiscono progressivamente di valore man mano che ci si allontana dai tronchi d' alveo disperdenti e man mano che si scende verso valle.

L' escursione freatica della falda idrica superficiale nel sottosuolo del terreno in esame è valutabile dell' ordine di 4,0 m.

#### **PERMEABILITA' DEL SOTTOSUOLO**

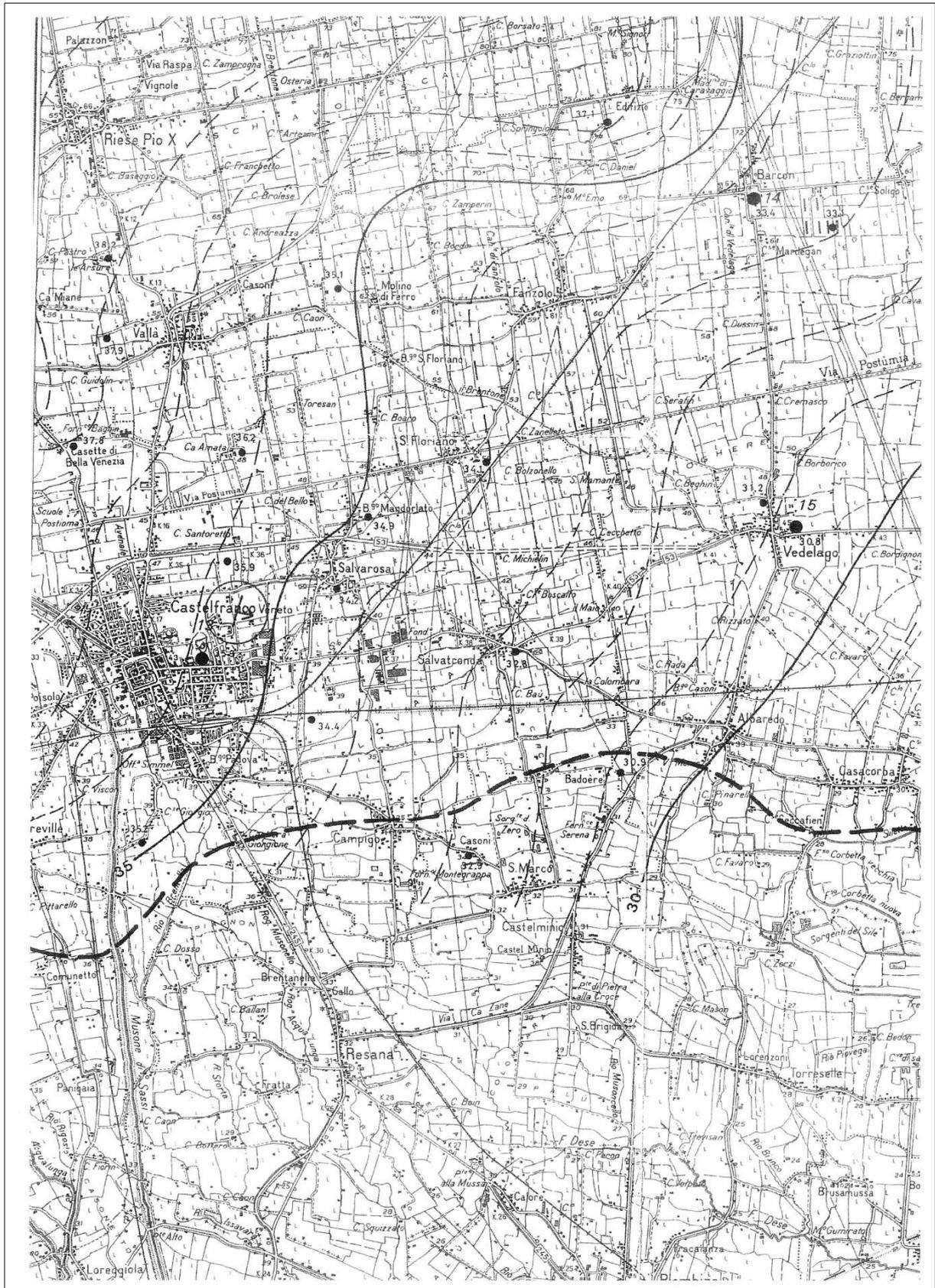
Avendo riscontrato nelle prove penetrometriche una disomogeneità verticale del sottosuolo, la permeabilità del terreno risulta essere variabile a seconda della profondità.

I materiali rilevati presentano indicativamente i seguenti coefficienti di permeabilità:

- argilla con sabbia a scarsa permeabilità  $k= 10 \exp-6$  m/sec
- ghiaietta e ghiaia a matrice sabbiosa a medio alta permeabilità  $k=10 \exp-3$  m/sec

#### **INTERAZIONE DELLA FALDA CON LE OPERE IN PROGETTO E VULNERABILITA' DELL' ACQUIFERO**

E' prevista la costruzione di un nuovo fabbricato ad uso direzionale con struttura prefabbricata del tipo a uno-due piani fuori terra senza interrato, con il



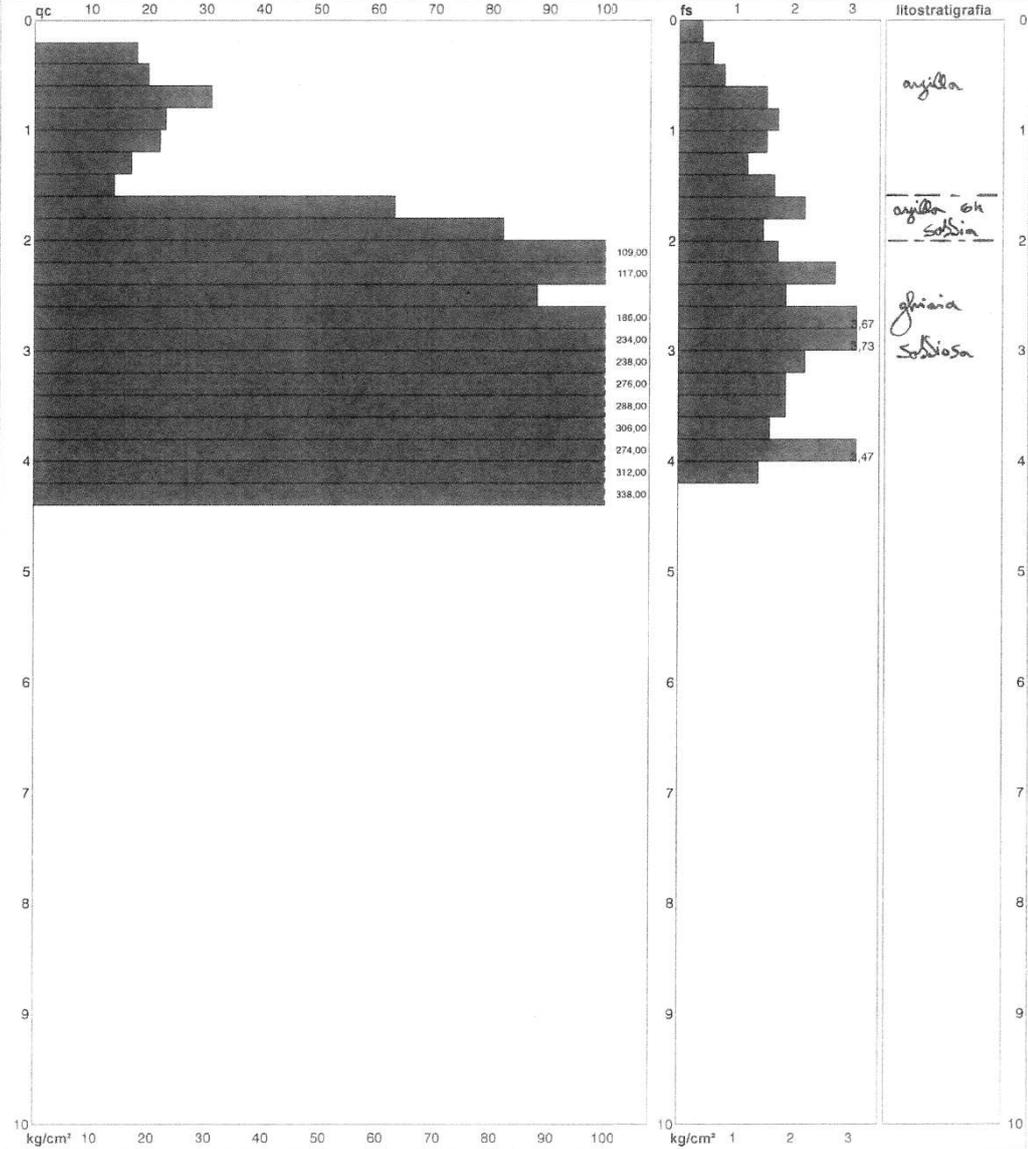
Studio Geologico - Geotecnico  
 Dott. Geol. Bernardi Marco  
 Via San Paolo, 2 - Crespano (TV)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA  
 DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA**

n°	1
riferimento	010-18
certificato n°	

Committente: ~~Centro Medico di Fisioterapia srl~~  
 Cantiere: ~~Viale Europa~~  
 Località: ~~Castelfranco Veneto (TV)~~

U.M.: kg/cm²    Data eseg.: 05/02/2018  
 Scala: 1:50    Data certificato: 05/02/2018  
 Pagina: 1    Preforo: m  
 Elaborato:    Falda:



Coord. Relative	Coord. Geografiche	Litologia: Personalizzata	Quota ass.:
Xr: m	Xg:	Penetrometro: TG63-200S	Corr.astine: kg/ml
Yr: m	Yg:	Responsabile:	
Zr: m	Zg:	Assistente:	

FON026

Tel. 0423/53271 cell. 333/2595546 e-mail: geol.bernardi@tiscali.it