

RELAZIONE IDRAULICA

per il dimensionamento del sistema di smaltimento delle acque miste (meteoriche e reflue) derivanti da nuova lottizzazione in Loc. Viustino, San Giorgio piacentino (PC)

INDICE

PREMESSA.....	3
INQUADRAMENTO IDRAULICO DELL'AREA.....	5
CALCOLO DELLA PORTATA TOTALE (METEORICA + NERA).....	8
CALCOLO DELLE PORTATE DI ORIGINE METEORICA.....	8
CALCOLO DELLE PORTATE DI ORIGINE CIVILE.....	10
DIMENSIONAMENTO TUBAZIONI.....	11
VERIFICA TUBAZIONI.....	12
CONCLUSIONI.....	14

PREMESSA

La presente relazione descrive il dimensionamento degli elementi destinati allo smaltimento delle acque miste (meteoriche e reflue) derivanti da nuova lottizzazione in Loc. Viustino.

L'area è localizzata nel Comune di San Giorgio Piacentino (PC) in Loc. Viustino, ed è individuata nelle Figure 1a e 1b.



Figura 1a



Figura 1b

L'intervento interessa un'area verde, sulla quale è prevista una lottizzazione in cui si prevede la realizzazione di n° 8 unità immobiliari.

L'estensione complessiva dell'intervento è pari a circa 0,623 ettari.

Nel seguito della relazione vengono descritti i calcoli eseguiti per dimensionare i manufatti idraulici.

INQUADRAMENTO IDRAULICO DELL'AREA

Il recapito delle acque miste uscenti dalla lottizzazione è costituito da una tubazione esistente in PVC di diametro $\varnothing = 400$ mm e pendenza pari al 4 ‰ (Figura 2) che a sua volta andrà a scaricare in una tubazione esistente in cls di diametro $\varnothing = 600$ mm.

Scopo della presente relazione sono il dimensionamento e la verifica dei due rami di tubazione di nuova costruzione (RAMO I e RAMO II) ricettori delle acque all'interno della lottizzazione.

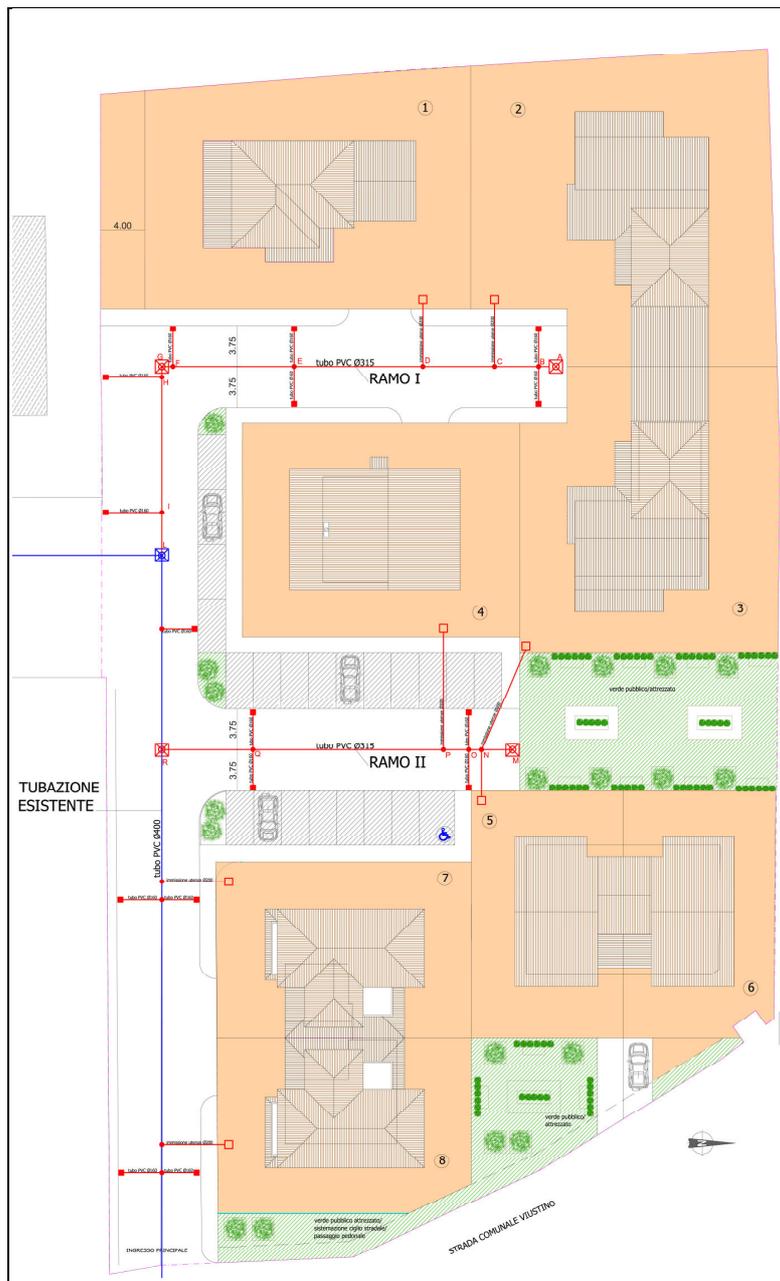


Figura 2

Come si evince dalla Figura 2 al RAMO I giungeranno i contributi C1, C2 e C3 (Figura 3), mentre al RAMO II giungeranno i contributi C4, C5, C6, C7, C8.(Figura 3).

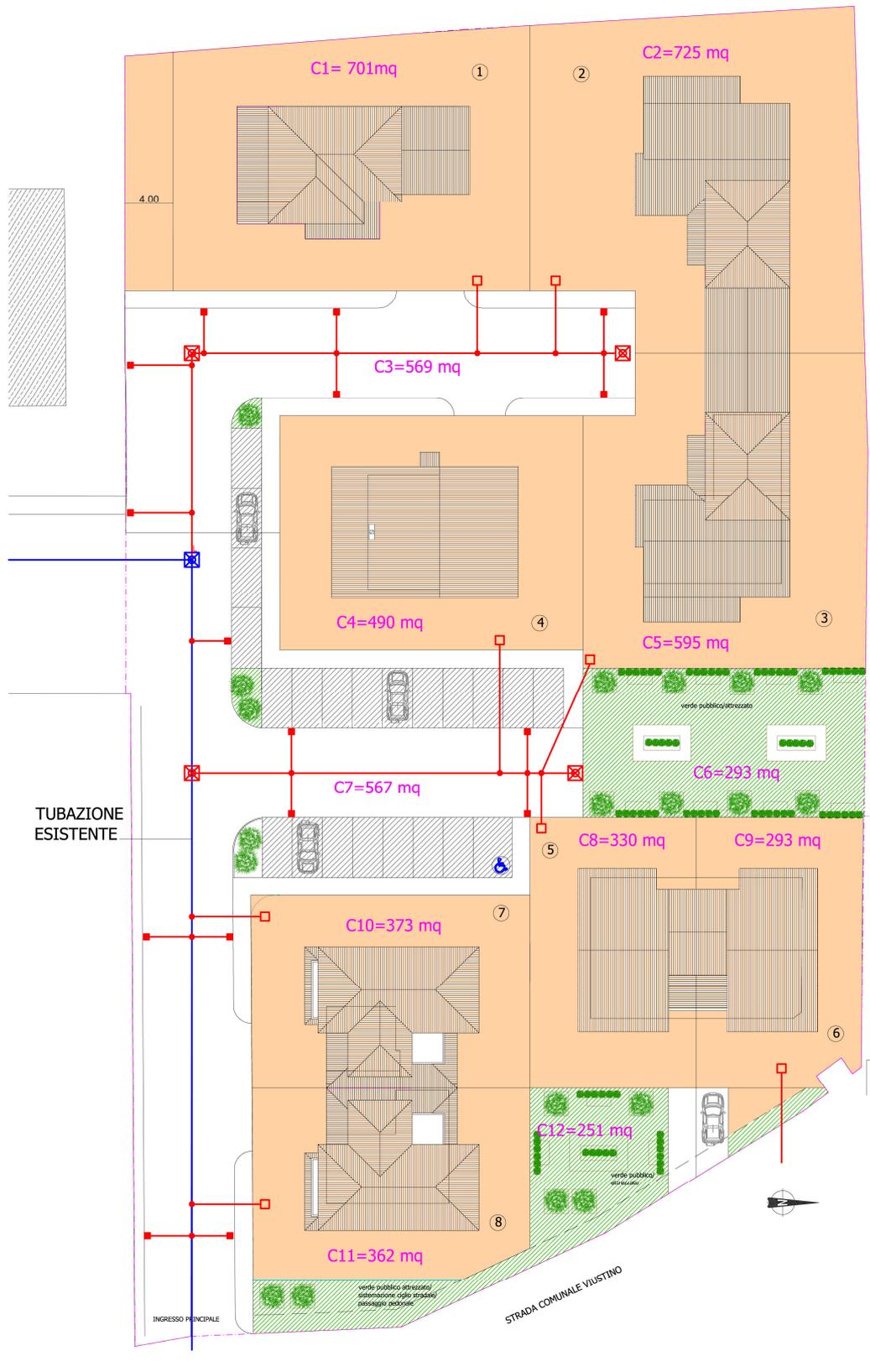


Figura 3

I contributi C9, C10, C11, C12 scaricano direttamente nella tubazione esistente in PVC di diametro $\varnothing = 400$ mm identificata col colore blu.

Trattandosi di rete mista, che convoglia quindi acque meteoriche e acque reflue, il dimensionamento delle tubazioni e la loro verifica, saranno effettuati considerando la portata massima totale, data cioè dalla somma di entrambi i contributi: acque meteoriche e acque nere.

Si provvederà inoltre a verificare le tubazioni in “periodo secco” in presenza cioè delle sole acque nere.

I rami di secondo ordine, quelli che convogliano le acque dai singoli lotti ai rami principali (RAMO I e RAMO II) e quelli che convogliano le acque meteoriche dalla superficie asfaltata sempre ai rami principali, sono previsti di diametro $\varnothing = 160$ mm (dimensionamento dettato dall'esperienza in casi analoghi), pertanto saranno oggetto di sola verifica.

CALCOLO DELLA PORTATA TOTALE (METEORICA + NERA)

$$Q_{MAX} = Q_{MAX}[meteorica] + Q_{MAX}[nera]$$

Calcolo delle portate di origine meteorica

Per il calcolo dell'altezza di pioggia si ricorre alle Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica secondo la formula: $h = a \cdot d^n$

dove:

h: altezza di pioggia [mm]

d: durata dell'evento [ore]

a, n: coeff. che dipendono dal tempo di ritorno considerato

Assumendo un tempo di ritorno pari a 10 anni, si ha nel caso in esame: $h = 42 \cdot d^{0,35}$

Dividendo l'altezza di pioggia per la durata dell'evento si ottiene l'intensità di pioggia, "i".

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico.

L'ipotesi adottata per il modello di calcolo è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo ovvero che l'idrogramma, per assegnata precipitazione, dipenda dalle caratteristiche del bacino supposte stazionarie e indipendenti dall'evento considerato.

Il metodo cinematico o della corrivazione è basato sulle seguenti ipotesi:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Il tempo di corrivazione caratteristico del bacino è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura.

Nel caso in esame, e in accordo con le indicazioni di IREN per situazioni analoghe, si assume un tempo di corrivazione t_C pari a 0,31 ore (18,6 min). A seguito di questa considerazione si ottiene un'intensità di pioggia i pari a 90 mm/h.

La determinazione della pioggia netta avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di questa si perde per effetto di infiltrazione e detenzione superficiale. Il coefficiente di deflusso, pari al rapporto tra il volume defluito nella sezione di chiusura e quello caduto sull'intero bacino, è definito sulla base dei seguenti valori di riferimento:

- coperture e superfici impermeabili $\varphi = 0,9$;
- superfici asfaltate $\varphi = 0,65$;
- superfici a verde $\varphi = 0,2$.

Nel caso in esame è stato considerato un valore medio per la lottizzazione pari a $\varphi = 0,55$.

Pertanto con il metodo cinematico la portata massima al colmo alla sezione di chiusura del bacino

vale: $Q_{MAX} = \frac{\varphi \cdot A \cdot i}{360}$, dove

φ = coeff. di afflusso dell'area;

A = superficie scolante in ha;

i = intensità di pioggia ($i = a \cdot t_C^{n-1}$);

360: valore per ottenere la Q_{MAX} in mc/s.

Svolgendo i calcoli si ha:

RAMO I: superficie scolante $A = 0,1996$ ha

$Q_{MAXMET. [RAMO I]} = 0,0275$ mc/s \rightarrow 27,5 l/s;

RAMO II: superficie scolante $A = 0,261$ ha

$Q_{MAXMET. [RAMO II]} = 0,0359$ mc/s \rightarrow 35,9 l/s.

Calcolo delle portate di origine civile

Per il calcolo delle portate nera si utilizza la seguente formula: $Q = \frac{\alpha \cdot D \cdot P}{86400}$, dove

α = coeff. di dispersione, assunto pari a 0,9;

D = dotazione idrica giornaliera per AE (abitante equivalente), assunto pari a 200 l/AE*giorno;

P = popolazione (AE);

86400: valore per ottenere la Q in l/s.

Nei calcoli si considera il picco massimo giornaliero Q_{MAX} , pari a 2,25 Q .

Svolgendo i calcoli si ha:

RAMO I: popolazione $P = 6$ AE

$Q_{MAX\ NERA} [RAMO\ I] = 0,028$ l/s;

RAMO II: popolazione $P = 12$ AE

$Q_{MAX\ NERA} [RAMO\ II] = 0,056$ l/s.

Sommando i valori di portata massima meteorica e portata massima nera, si ha:

$Q_{MAX} = Q_{MAX} [meteorica] + Q_{MAX} [nera]$, e quindi:

$Q_{MAX} [RAMO\ I] = 27,5$ l/s

$Q_{MAX} [RAMO\ II] = 36$ l/s.

DIMENSIONAMENTO TUBAZIONI

Per il dimensionamento delle tubazioni si utilizza la formula di Chezy per condotte a pelo libero:

$$Q = A \cdot k_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}, \text{ dove}$$

A = sezione idraulica del condotto (mq);

k_s = coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$);

R = raggio idraulico (m);

i = pendenza del condotto (m/m)

Considerando tubazioni in PVC (secondo Norma UNI EN 1401, PVC-U SN 4) il coefficiente di scabrezza è stato assunto pari a $95 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Si considera inoltre un riempimento massimo della sezione pari al 60%, ed una pendenza del condotto pari al 2‰ (0,002). Tale valore è stato assunto in base alla quota di scorrimento dei punti di immissione dei rami di progetto nella tubazione esistente, e considerando che la differenza di quota tra piano campagna e scorrimento, in corrispondenza del punto più “alto” delle tubazioni in progetto, dev’essere almeno 1 m.

Si assume di realizzare le due tubazioni (RAMO I e RAMO II) dello stesso diametro, pertanto nel dimensionamento si considera la portata maggiore, pari a $Q_{MAX} = 36 \text{ l/s}$.

Si ha quindi che il diametro minimo della tubazione dev’essere di 0,30 m.

Si assumeranno quindi, per il RAMO I e il RAMO II, tubazioni di diametro $\varnothing = 315 \text{ mm}$.

VERIFICA TUBAZIONI

Sempre utilizzando la formula di Chezy, si procede in questa fase alla verifica dei due rami principali (RAMO I e RAMO II) e di quelli di secondo ordine di diametro assunto pari a 160 mm.

Per il RAMO I si ha:

Considerando un diametro $\varnothing = 315$ mm ed una pendenza del 2‰, la portata transitante con un riempimento del 60 % è pari a 41 l/s: quindi il condotto è più che sufficiente a far transitare la portata di progetto di 27,5 l/s. La portata di progetto transiterà con una percentuale di riempimento della tubazione pari al 48% e ad una velocità di 0,77 m/s.

Per il RAMO II si ha:

Considerando, come per il RAMO I, un diametro $\varnothing = 315$ mm ed una pendenza del 2‰, la portata transitante con un riempimento del 50 % è pari a 41 l/s: quindi il condotto è più che sufficiente a far transitare la portata di progetto di 36 l/s. La portata di progetto transiterà con una percentuale di riempimento della tubazione pari al 56% e ad una velocità di 0,82 m/s.

In tempo secco la situazione peggiore è quella del RAMO I, a cui affluiscono i reflui di 6 AE ($Q_{MAX\ NERA} = 0,028$ l/s). In questo caso la portata di progetto transiterà con una percentuale di riempimento della tubazione pari al 3% e ad una velocità di 0,15 m/s.

Nel RAMO II a cui affluiscono i reflui di 12 AE ($Q_{MAX\ NERA} = 0,056$ l/s), la portata di progetto transiterà con una percentuale di riempimento della tubazione pari al 3% e ad una velocità di 0,15 m/s.

Per la verifica dei rami di secondo ordine si considerano le condizioni peggiori, e cioè:

- per i rami che convogliano le acque dai singoli lotti ai rami principali si considera il lotto con la maggior superficie, e cioè 770 mq e col maggior numero di AE, 6. Per tale ramo (RAMO “tipo A”) si considera un coeff. di afflusso pari a 0,55. → $Q_{MAX} = 10,62 \text{ l/s}$.
- per i rami che convogliano le acque meteoriche dalla superficie asfaltata ai rami principali si considera il ramo a cui affluisce l’area maggiore, e cioè 150 mq. Per tale ramo (RAMO “tipo B”) si considera un coeff. di afflusso pari a 0,65 → $Q_{MAX} = 2,45 \text{ l/s}$.

Per il RAMO “tipo A” si ha:

Considerando un diametro $\varnothing = 160 \text{ mm}$ ed una pendenza del 2%, la portata transitante con un riempimento del 50 % è pari a 15,8 l/s: quindi il condotto è più che sufficiente a far transitare la portata di progetto di 10,62 l/s. La portata di progetto transiterà con una percentuale di riempimento della tubazione pari al 41% e ad una velocità di 1,43 m/s.

Per il RAMO “tipo B” si ha:

Considerando, come per il RAMO “tipo A” un diametro $\varnothing = 160 \text{ mm}$ ed una pendenza del 2%, la portata transitante con un riempimento del 50 % è pari a 15,8 l/s: quindi il condotto è più che sufficiente a far transitare la portata di progetto di 2,45 l/s. La portata di progetto transiterà con una percentuale di riempimento della tubazione pari al 20% e ad una velocità di 0,97 m/s.

CONCLUSIONI

Dai calcoli e dalle verifiche effettuati si può ragionevolmente assumere:

RAMO I e RAMO II: $\varnothing = 315$ mm con pendenza $i = 2\%$; materiale PVC;

RAMO “tipo A” e RAMO “tipo B”: $\varnothing = 160$ mm con pendenza $i = 2\%$; materiale PVC.