

REGIONE PIEMONTE
COMUNE DI MORETTA
Provincia di Cuneo

PROPRIETA': DEMCA SRL - ANGARAMO Maddalena

- **PROPOSTA PIANO DI RECUPERO ZONA PR4**

PROGETTO s.t.. ODETTO Geom Walter TORASSA Geom Massimo

Via Santuario 16 - Moretta (CN)

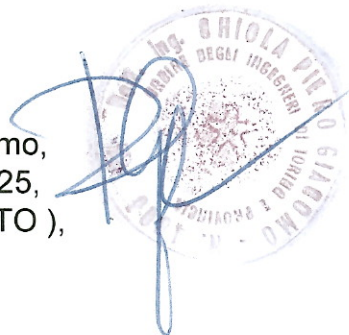
st.. Arch. Daniela BRARDA, Via Giolitti 139 - Cavour (TO)

RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICO

- ***RETE ACQUE BIANCHE***
- ***RETE ACQUE NERE***

IL TECNICO

. Ing. CHIOLA Piero Giacomo,
Via San Sebastiano n. 25,
Villafranca Piemonte (TO),
Tel. / Fax 0119800440



VILLAFRANCA PIEMONTE, 6 /04 /2016

PREMESSA

LA presente relazione descrive la verifica idraulica delle opere di scarico delle acque bianche e nere previste all'interno di un piano di recupero in zona PR4 nel comune di Moretta da destinare a strutture abitative, di proprietà DEMCA s.r.l. L'area in oggetto di intervento si affaccia su via Roma ed è distinta in catasto al Fg12 n. 475,1047 con una superficie complessiva pari a circa 2440 mq, dato rilevato graficamente dalla nuova planimetria generale in sc 1/200 allegata alla presente relazione.

FOGNATURA BIANCA

DESCRIZIONE FOGNATURA BIANCA IN PROGETTO

L'area oggetto di studio si presenta all'incirca pianeggiante ma con leggera inclinazione attualmente verso via Roma.; le superfici scolanti sono rappresentate da superfici di copertura, pavimentate e verdi. Tutta la rete di drenaggio delle acque meteoriche verrà adeguatamente sovradimensionata in modo tale da garantire un'adeguata protezione delle abitazioni dagli eventi meteorici eccezionali.

Le tubazioni di raccolta confluiranno tutte verso la fognatura comunale sita in via Roma, in due punti denominati Ovest ed Est.

L'area prativa a nord dei fabbricati in progetto non viene gestita da rete di raccolta.

CALCOLO DELL'ALTEZZA DI PIOGGIA CON IL METODO TCEV DELLA REGIONE PIEMONTE.

Per il caso in oggetto si fa riferimento allo studio relativo alla Regionalizzazione delle piogge redatto con metodo TCEV (TWO COMPONENT EXTREME VALUE) a cura dell'Assessorato Regionale Tutela del Suolo della Regione Piemonte. Tale modello studia in modo statistico le massime altezze di precipitazione con assegnato tempo di ritorno e durata pari a 1-24 ore e 1-5 giorni sul territorio piemontese. La procedura permette di determinare a partire dal tempo di ritorno associato, l'altezza di pioggia che si è verificata su un'area caratterizzata dalla propria altitudine media e dal fatto di essere contenuta in una particolare zona pluviometricamente omogenea. La procedura, inversamente, può fornire un'altezza di precipitazione di assegnato tempo di ritorno.

Si definiscono, il parametro E, e cioè la media delle altezze di precipitazione registrate in un certo intervallo di tempo, variabile da zona a zona,

La funzione che definisce tale parametro varia da zona a zona, per cui sono state definite 6 aree pluviometricamente omogenee per la Regione Piemonte, a cui corrispondono le seguenti funzioni caratteristiche:

- Zona Omogenea 1: $E1 = 30,86 \cdot t^{(0,412+0,00024 \cdot Z)/1,38}$
- Zona Omogenea 2: $E2 = 25,37 \cdot t^{(0,469+0,00023 \cdot Z)/1,38}$
- Zona Omogenea 3: $E3 = 22,62 \cdot t^{(0,3377+0,000178 \cdot Z)/1,38}$
- Zona Omogenea 4: $E4 = 36,58 \cdot t^{(0,504+0,000186 \cdot Z)/1,38}$
- Zona Omogenea 5: $E5 = 18,37 \cdot t^{(0,827-0,000075 \cdot Z)/1,38}$
- Zona Omogenea 6: $E6 = 16,07 \cdot t^{(0,69-0,00007 \cdot Z)/1,38}$

dove t corrisponde alla durata della pioggia considerata (ore) e Z all'altitudine (m s.l.m.).

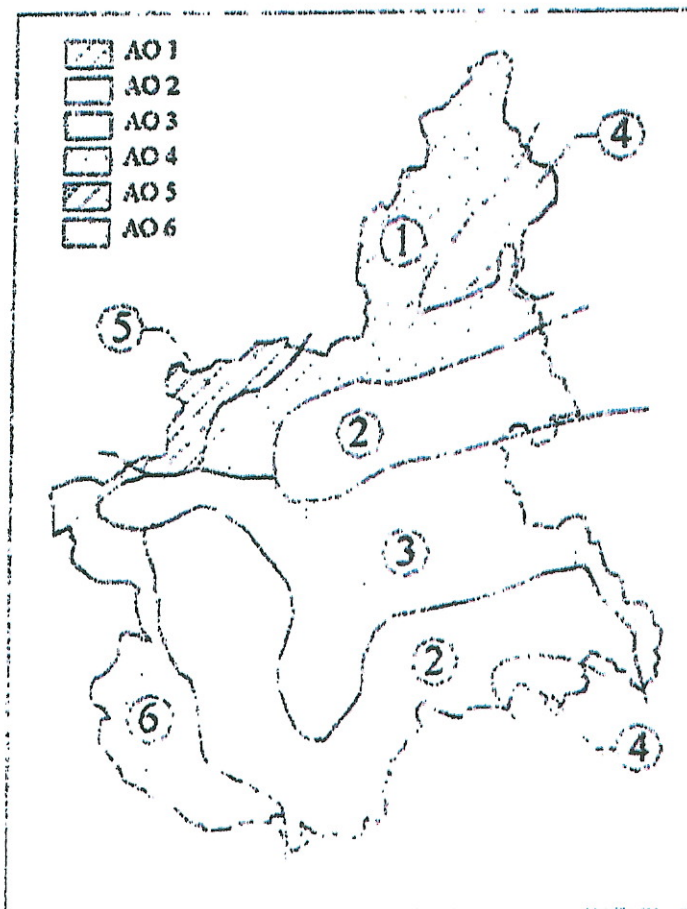


Fig. 3.1: aree pluviometriche omogenee.

Dal rapporto tra l'altezza di pioggia misurata XT e il valore E si ricava $X^1 = XT/E$.
Introducendo quest'ultimo parametro nelle seguenti funzioni, che descrivono le 3 curve di crescita caratteristiche di altrettante aree in cui è stata suddivisa la regione Piemonte, si ottiene la probabilità di non superamento SZ :

- Zona Pluviometrica 1: $SZ1 = e^{(-15,81-19,452 \cdot X^1 - 1,885 \cdot 7,179 \cdot X^1)}$
- Zona Pluviometrica 2: $SZ2 = e^{(-20,38-25,078 \cdot X^1 - 2,231 \cdot 8,498 \cdot X^1)}$
- Zona Pluviometrica 3: $SZ3 = e^{(-43,35-53,35 \cdot X^1 - 3,684 \cdot 14,21 \cdot X^1)}$

L'area in esame si colloca nella zona omogenea n.2.

Dal parametro SZ si ricava infine il tempo di ritorno di un determinato evento TR dalla seguente relazione:

$$TR = \frac{1}{1-SZ}$$

Applicando a ritroso le stesse funzioni si può ricavare l'altezza di precipitazione di assegnato tempo di ritorno da utilizzare poi nel calcolo delle portate tramite il metodo razionale.

Introducendo nel modello di regionalizzazione TCEV il valore del tempo di pioggia e quello del relativo tempo di ritorno, si ottiene l'altezza di pioggia cercata.

4. CALCOLO DELLE PORTATE D'ACQUA METEORICA SUPERFICIALI INSISTENTI SULL'AREA IN OGGETTO

La valutazione delle portate scaturisce dalla stima dell'altezza di precipitazione che può verificarsi sulla superficie scolante per una definita durata dell'evento meteorico. La durata da considerare è pari al tempo necessario perché tutta la superficie sottesa alla sezione finale contribuisca al deflusso, definendo a priori il tempo di ritorno dell'evento da prendere in considerazione. Il tempo di ritorno è statisticamente il numero d'anni nel quale mediamente l'evento può realizzarsi almeno una volta con pari o superiore intensità.

Le portate da smaltire che si esaminano sono quelle conseguenti all'altezza di pioggia con tempo di ritorno pari a 10 anni, criterio di norma usato nel progetto di reti di fognature acque bianche o miste.

La durata della precipitazione che si assume per tetti, piazzali e giardini al fine di valutare l'intensità di pioggia di norma pari a circa 12 minuti (0.20 ore).

Nota l'intensità di precipitazione, per una assegnata superficie scolante S caratterizzata da un coefficiente di deflusso ϕ , la portata defluente è data dall'espressione:

$$Q = \phi S j$$

dove:

Q = portata meteorica defluente

ϕ = coefficiente di deflusso

S = superficie scolante

j = intensità pluviometrica

Vengono considerati i seguenti coefficienti di deflusso da adottare per i tipi di superficie in oggetto:

- superfici tetti $\phi = 1$
- superfici pavimentate $\phi = 0.8$
- superfici erbose $\phi = 0.3$.

In relazione allo schema della fognatura ipotizzato in planimetria, si possono definire le superfici scolanti che contribuiscono ad alimentare il deflusso superficiale nelle sezioni significative di verifica della fognatura indicate nella planimetria allegata.: Vengono indicate le sezioni di chiusura dei singoli lotti e le superfici di urbanizzazione interne al lotto in esame ; non sono fornite le planimetrie di massima indicanti le ripartizioni degli scarichi relative al fabbricato A: di conseguenza vengono ipotizzate in questa sede le aliquote di superfici scolanti. .

RETE ACQUE BIANCHE CON SCARICO NEL COLLETTORE VIA ROMA EST

(Le superfici sono state rilevate graficamente dalla planim allegata.)

SEZIONE	SUP: COPERTURA		SUP: PAVIMENTATA
1	Fabbr. B	mq 324,7	mq. 0
2	Fabbr. A aliquota	mq 76,0	mq. -268
3	Fabbr. A aliq	mq 220,6	-mq 206,8
4	Fabbr A aliq.	mq. 210,0	mq. 0

A applicando il modello TCEV si calcola l'altezza di pioggia corrispondente al caso in esame ,considerando la quota media sul livello del mare del comune di Moretta di 262 m e il tempo di ritorno di 10 anni si ha:

tempo di pioggia (min.)	h pioggia (mm)
-------------------------	----------------

12

25

Valore dell'altezza di pioggia gravante sull'area in esame.

Quindi prendendo a riferimento il tempo di pioggia considerato e supponendo ragionevolmente che l'intensità sia costante durante tale breve periodo si determinano i parametri di pioggia j necessari per definire la portata meteorica defluente , ovvero la portata specifica in l/sec

Vengono calcolate le portate gravanti sulle sezioni considerate

piena) è fornita da tabelle fornite dei costruttori anche con il valore della velocità (a sezione piena) e del grado di riempimento h/D in funzione del rapporto tra la portata smaltita e quella ammissibile:

$$p = 0,3 \% = 0,3 \text{ per cento} \cong 0,003 = 0,3 / 100 = 3 / 1000 = 3 \text{ ‰} \cong 3 \text{ per mille .}$$

SCARICO al COLLETTORE LATO EST (pendenza minima in progetto $p = 0,3 \%$)
 VENGONO CONSIDERATE LE PORTATE CONFLUENTI , PER OGNI SEZIONE CONSIDERATA , ottenendo le portate di verifica Q_p

sEZ 1:	$Q_p = Q_1 =$	11,2	lit/sec
Sez 2	$Q_p = Q_2 =$	10	
Sez 3	$Q_p = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 21,2 + 5,8 =$	27	
Sez 4	$Q_p = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 27 + 7,29 =$	34,29	

Verifica delle tubazioni

SEZIONE Q lit/sec prog. diam int. v m/sec Q amm. lit/sec Q_p/Q_{amm} h/D

1	11,2	200	0,48	15,1	0,74	0,65
2	10	200	0,48	15,1	0,66	0,60
3	27	300	0,67	47	0,57	0,55
4	34	300	0,67	47	0,72	0,63

i gradi di riempimento h/d sono tutti inferiori al 70% ; , alcuni autori ,(Hoepli Manuale di fognature del CSDU)arrivano a consigliare gradi di riempimento per piccoli diametri anche inferiori (50%)., ma questo comporterebbe adottare diametri allo scarico eccessivi nei confronti del tratto finale . .

Ai fini di eventuale verifica della ricezione del collettore comunale di via Roma (diam 400) la portata ad esso recapitata dall' aliquota del lotto nel punto Est vale dunque **$Q_{tot} = 34,29 \text{ lit/sec}$**

SCARICO al COLLETTORE LATO OVEST (pendenza minima in progetto $p = 0,3 \%$)

Vengono considerate le portate confluenti in ogni sezione considerata , ottenendo le portate di verifica Q_p .

sEZ 5:	$Q_p = Q_5 =$	3,09	lit/sec
Sez 6	$Q_p = Q_6 =$	2,39	

$$\text{Sez } 7 \quad Q_p = Q_5 + Q_6 + Q_7 = 5,48 + 4,37 = 9,85$$

$$\text{Sez } 8 \quad Q_p = Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 = 9,85 + 3,02 = 12,87$$

SEZIONE	Q lit/sec prog	diam int.	v m/sec	Q amm. lit/sec	Qp/Qamm	h/D
5	3,09	200	0,48	15,1	0,2	0,3
6	2,39	200	0,48	15,1	0,16	0,27
7	9,85	200	0,48	15,1	0,65	0,6
8	12,87	200	0,48	15,1	0,85	0,7

i gradi di riempimenti sono tutti inferiori o uguali al 70%

Ai fini di eventuale verifica della ricezione del collettore comunale di via Roma la portata ad esso recapitata dall' aliquota del lotto nel punto Ovest vale dunque **Qtot= 12,87 lit/sec**

FOGNATURA NERA ..

Generalità

Le aree interessate dalle nuove fognature nere sono aree classificabili come residenziali per cui il dimensionamento delle loro condotte è stato fatto sulla base delle portate reflue previste per questo tipo di insediamento.

Portate reflue

Portate reflue civili

Si è assunto come consumo di acqua potabile per uso civile quello medio su base annua relativo ai comuni della zona che è di circa 300 l/abitante/g.

Per tenere conto delle variazioni che tale portata subisce nel tempo si sono adottati i coefficienti di punta normalmente riportati in letteratura:

variazione dei consumi mensili. 1,4

variazione dei consumi giornalieri.	1,2
variazione dei consumi orari.	1,5

a cui corrisponde una variazione totale di:

$$1,4 * 1,2 * 1,5 = 2,5$$

Il consumo idrico, nell'ora di punta, nel giorno di massimo consumo, riferito ad un elevato numero di abitanti risulta perciò di:

$$300 * 2,5 / 24 = 31,2 \text{ l/ab/h}$$

Ne consegue che la portata reflua massima per abitante, tenendo conto che non tutta l'acqua consumata è immessa in fognatura ma solo il 75% circa, è di:

$$31,2 * 0,75 = 23,4 \text{ l/ab/h}$$

ovvero circa:

$$q^{\circ}_{\max} = 23,4 / 3600 = 0,0065 \text{ l/ab/sec}$$

Portate reflue di calcolo

Portate massime

Nel presente progetto si è cercata una soluzione analitica per il calcolo dei condotti.

Nel nostro caso infatti gli spechi dei collettori periferici, anche se dimensionati con le portate massime precedentemente trovate, risultano con diametri irrisori che in ogni caso bisogna empiricamente aumentare per evitare pericoli di occlusione e per poter far fronte a particolari situazioni di sovraccarico.

Il valore precedentemente trovato di:

$$q^{\circ}_{\max} = 0,0065 \text{ l/sec (portata massima reflua pro capite)}$$

è infatti valido solo nel caso di molti abitanti equivalenti serviti (circa 10.000), in quanto in questo caso vengono compensati, per l'invaso nelle condotte e per la non contemporaneità degli scarichi, i sovraccarichi che invece si verificano nei rami periferici.

Si è quindi cercata una correlazione tra la portata reflua istantanea pro capite e il numero di abitanti equivalenti; questa è infatti funzione degli abitanti serviti e precisamente aumenta con il diminuire di questi ultimi.

A questo scopo si sono presi in considerazione due casi limite: quello con più di 10.000 abitanti (in cui $q^{\circ}_{\max} = q'_{\max}$) e quello di una sola persona.

In questo ultimo caso, ipotizzando uno scarico intenso (water, vasca, ecc.) di circa 0,6 l/sec

risulta che q'_{\max} è circa 100 volte q°_{\max} .

Il coefficiente di maggiorazione

$$m = q'_{\max} / q^{\circ}_{\max}$$

per tutti gli altri casi può quindi essere ricavato ipotizzando una variazione esponenziale del tipo:

$$m = a * N^b$$

dove:

N = Numero degli abitanti serviti;

a e b = coefficienti numerici ricavati dall'espressione della retta che sul diagramma con scale logaritmiche unisce i punti casi limite: A ($m = 100$; $N = 1$) e B ($m = 1$; $N = 10.000$);

Risulta:

$$m = 100 * N^{-\frac{1}{2}}$$

La portata reflua istantanea di calcolo diventa quindi, per un numero N di abitanti:

$$Q_{\max} = N * q'_{\max}$$

$$= N * m * q^{\circ}_{\max}$$

$$= N * 100 * N^{-\frac{1}{2}} * 0,0065$$

ovvero :

$$Q_i = 0,65 * \sqrt{N} \quad \text{l/sec}$$

Portate minime

Come portata minima, al fine di valutare se è garantita la velocità di autoespurgo ($V = 0,4 \text{ m/sec}$), si è assunta quella media oraria nel giorno di minor consumo ovvero:

$$Q_{\text{min}} = 300 / (24 * 3600) = 0,0035 \text{ l/sec/ab}$$

Il valore di questa portata è molto prudentiale e garantirà sicuramente un buon funzionamento della rete anche in considerazione del fatto che le portate di punta in ogni caso sono più che sufficienti a rimuovere eventuali depositi.

Calcolo e verifica della rete nera

Il dimensionamento della rete nera è stato fatto sulla base delle portate massime che passano per la sezione dello speco interessato.

La portata reflua massima che defluisce in ogni tronco, è frazione, per le precedenti considerazioni, del numero degli abitanti equivalenti serviti e vale:

$$Q_i = Q_{\text{max}} = 0,65 * N^{1/2} \quad \text{l/sec}$$

Tali abitanti equivalenti sono stati calcolati tenendo conto delle densità e destinazione delle aree scolanti considerando da un lato la situazione esistente e dall'altro i possibili futuri sviluppi urbanistico-edilizi come calcolato in seguito.

STIMA NUMERO ABITANTI DEL P.E.C. (RIF. : tav. PLANIM GEN SC 200 ALLEGATA)

fabbr B : 5 U.A: n. $5 * 4 = 20$ abitanti

fabbric A . 13 U.A: n. $13 * 4 = 52$ abitanti

Max totale abitanti complessivi . $N = 80$ (cautelativo)

CALCOLO E VERIFICA DELLA RETE NERA.

In base alla formula si dimensionano i tratti di rete nera sezionati come da planim allegata.

SEZIONE	abit	portata max lit/sec Q	portata minima q	
1	8	1,83	0,028	
2	20+8=	28	3,43	0,098
3	(1/4 *52)=	13	2,34	0,045
4	13+28=	41	4,16	0,143
5	(3/4*52)+41 =	80	5,81	0,28

Ai fini di eventuale verifica della ricezione del collettore fognario delle acque nere di via Roma la portata ad esso recapitata dall' intero lotto vale dunque **Qtot= 5,81 lit/sec**

VERIFICA DELLE TUBAZIONI PROPOSTE

Si adottano condotte in P.V.C. UNI EN 1401 SN 8(nei diametri nominali Dn variabili da \varnothing 150 a 200 mm , come da progetto (v.planim allegata) con una pendenza $i = 0,3$ % pari a quella della bianca al fine di accomunarle in uno scavo in cui possono scorrere parallele sino all affaccio sulla strada ; nella strada la fogna nera scavalcando la bianca comunale raggiungerà poi il collettore delle acque nere in centro strada e scaricherà dall'alto mediante un chiusino ispezionabile , oppure eventualmente con ultimo tratto nella strada a maggior pendenza al fine di raggiungere la quota di sbocco voluta all' estradosso del collettore mediante un gomito .

SCARICO UNICO IN COLLETTORE FOGNARIO SITUATO AL CENTRO DI VIA ROMA
(si tratta di una tubazione in gres diam 300mm con scorrevole a -282 da quota 0, v. planim allegata..)

Le tabelle fornite dai costruttori secondo le formule di Prandt – Colebrook riportano le portate ammissibili e relative velocità, a sezione piena, in funzione del Dn prescelto secondo il criterio di prassi di non scendere allo sbocco sotto diametri inferiori al 200.,(anche se a conti fatti dal punto di vista idraulico sarebbe sufficiente il 150 mm,) nonché il grado di riempimento della sezione e il rapporto tra la velocità effettiva a riempimento parziale v_p e quella a sezione piena V :

SEZION	Q lit/sec prog	DN.	v m/sec	Q amm. l/sec	Qp/Qamm	h/D	vp/V
1	1,8	150	0,57	7	0,25	nd	nd
2	3,43	150	0,57	7	0,49		
3	2,34	150	0,57	7	0,33		
4	4,16	200	0,69	19	0,22	0,316	0,81
5	5,81	200	0,69	19	0,30	0,374	0,88

La velocità effettiva nel DN 200 sarà dunque pari a $0,69 \cdot 0,81 = 0,55$ m/sec $> 0,4$ (velocità minima di autospurgo) valore dunque accettabile nel caso di funzionamento a portata di progetto

Risulta quindi che dal punto di vista delle portate in progetto le sezioni sono ampiamente sufficienti allo smaltimento.

VERIFICA DELLA VELOCITA' DI AUTOSPURGO nel caso delle portate minime.

Per la sezione 4 ,Utilizzando la portata minima ovviamente di

$$q = 0,143 \text{ lit. /sec.}$$

sempre dalla tabella della formula di P.C. fornite dai costruttori risulta,

per il \varnothing 200, il rapporto

$q / Q_{amm} = 0,143 / 19 = 0,0075$, da cui il coefficiente di adeguamento per la velocità $v/V = 0,6$

da cui la velocità effettiva in base alla portata minima :

$v = 0,6 * 0,69 = 0,41 \text{ m/sec.} > 0,4$ minima imposta per l'autospurgo.

CONCLUSIONE.

La presente relazione non costituisce progetto esecutivo di una fognatura , ma principalmente una stima delle portate del lotto da smaltire nei confronti del collettore pubblico (in via Roma), che deve essere atto a riceverle .) Per quanto riguarda i materiali e la pendenza delle tubazioni ipotizzate , le scelte sono cautelative , nel senso che la pendenza ipotizzata costituisce valore minimo al di sotto del quale è bene non scendere , soprattutto per quanto riguarda la fogna nera , per non incorrere a fenomeni di stagnazione . Adottando eventualmente per la bianca anche il pvc , a parità di diametro e di pendenza lo scorrimento migliora nei confronti del cls.,

Villafranca P.te, li 14/04/2016

Il tecnico





5

787

FABBRICATO B

0,70

DN150pvc

0,60

Ø200 cls

0,60

Ø200 cls

p=0,3%

p=0,3%

Ø200 cls

Ø200 cls

Ø300 cls

DN150pvc

DN200pvc p=0,3%

Ø300 cls

0,70

FABBRICATO A

DN200pvc

Ø300 cls

Q=34,3l/s.

Q=12,9l/s.

Ø300 cls

0,84

0,80

1,02

1,20

1,35

VIA ROMA

Ø300

Ø400

