

COMUNE DI ALESSANDRIA

PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO PER COMPLESSO RESIDENZIALE
ZONA CRISTO - Corso Acqui – Alessandria (AL)

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

APRILE 2024

Proponente
Gruppo LA ROCCA

15121 ALESSANDRIA

Progettisti

PROGETTO ARCHITETTONICO

PROGETTO STRUTTURALE

PROGETTO IDRAULICO

Ing. Gianluigi Bocchio

**RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA e
DIMENSIONAMENTO NUOVE RETI IDRAULICHE P.E.C.**

Indice

1	Premessa	3
2	Inquadramento dell'area	3
3	<i>Rete di raccolta acque nere</i>	4
3.1	<i>Descrizione della rete fognaria nera</i>	4
3.2	<i>Caratterizzazione dei reflui neri scaricati</i>	4
3.2.1	<i>Caratteristiche delle acque reflue prodotte</i>	4
3.3	<i>Calcolo delle portate nere</i>	4
3.4	<i>Dimensionamento della rete nera di raccolta</i>	6
4	Rete acquedottistica	7
5	Descrizione delle reti di raccolta acque meteoriche.....	8
5.1	Caratteristiche delle reti bianche ed ipotesi di calcolo delle portate di progetto	9
5.2	Fognatura della nuova strada e marciapiedi di PEC.....	9
5.3	Smaltimento delle acque meteoriche del nuovo parcheggio pubblico, della relativa strada di accesso e delle aree verdi del PEC	10
5.4	Smaltimento delle acque meteoriche delle ville e delle strade private	11
6	Uso e manutenzione delle reti fognarie	12

1 Premessa

Gli interventi in progetto costituiscono la completa urbanizzazione di un terreno situato in Alessandria, Corso Acqui, dietro il supermercato Lidl, tramite P.E.C. promosso dalla Società Gruppo La Rocca S.r.L. Oltre alla costruzione di 11 ville singole, binate ed a schiera, a scomputo degli oneri saranno eseguite dalla società proponente anche le indispensabili opere di urbanizzazione, sia pubbliche quanto private.

Il presente documento illustra le caratteristiche:

- ✓ *Delle reti fognarie separate bianche e nere;*
- ✓ *Del sistema d'infiltrazione nel sottosuolo delle acque bianche;*
- ✓ *Della rete acquedottistica*

riportando:

- ✓ *le principali scelte progettuali effettuate;*
- ✓ *i criteri di dimensionamento delle reti predette.*

Per facilitare la lettura, le principali grandezze e caratteristiche saranno riportate in *corsivo*.

2 Inquadramento dell'area

L'intervento è ubicato nel Comune Alessandria, al fondo di Corso Acqui, immediatamente a tergo del supermercato Lidl. L'area è pressoché pianeggiante e risulta non ancora urbanizzata. Tutti i servizi a rete sono presenti sul Corso Acqui e colà i nuovi servizi pertinenti all'area predetta si allacceranno.

Figura 1 - Inquadramento dell'area di intervento



3 Rete di raccolta acque nere

3.1 Descrizione della rete fognaria nera

La rete di raccolta delle acque reflue è costituita da tre rami:

- ✓ uno pubblico, posto sotto la nuova strada ed il nuovo parcheggio da cedere al Comune di Alessandria in forza delle pattuizioni del P.E.C.;
- ✓ E due privati siti al di sotto delle strade interne private di penetrazione alle varie ville.

Le tubazioni saranno in *PVC SN8* del diametro *DN250 mm* e *DN 400 mm*. (tratto situato sotto la strada pubblica) posate su un *letto* di spessore minimo pari a *cm. 20*, rinfianco e *ricopertura* di spessore minimo pari a *cm. 20* in sabbione di fiume costipato alla *densità Proctor del 90%*. Il raggiungimento della quota d'imposta del piano stradale sarà ottenuto con opportuno spessore di misto cementato. Ai fini di una progettazione più sostenibile, gli strati in aridi naturali possono essere sostituiti con materiale riciclato non terroso di medesima granulometria così come il misto cementato avrà aggregati di riciclo. La pendenza di posa sarà dell'ordine dello *0,2 - 0,25%* e localmente potranno aversi pendenze maggiori.

La fognatura nera risulterà posizionata sempre al di sotto ed a lato della fognatura bianca onde evitare inquinamenti accidentali.

Il punto finale di recapito nella fognatura pubblica mista sarà l'esistente pozzetto d'ispezione ubicato sul marciapiedi del Corso Acqui.

In corrispondenza dei cambi di direzione ed alla testa di ciascun ramo, la rete sarà dotata di pozzetti prefabbricati per ispezione e manutenzione di dimensioni interne nette di almeno un metro, circolari o quadrati in cls. I collettori all'interno dei pozzetti in cls saranno dotati di braga con tappo di ispezione a tenuta. I chiusini di coronamento saranno circolari di classe *D400*.

Le colonne di scarico delle acque nere delle singole unità abitative saranno dotate di colonna di ventilazione in *PVC DN 60 mm* da prolungarsi fino al tetto e dotate di mitra rotante metallica.

3.2 Caratterizzazione dei reflui neri scaricati

3.2.1 Caratteristiche delle acque reflue prodotte

Le ville singole, binate ed a schiera in progetto sono in totale 11, per un'occupazione media di quattro abitanti ad unità. Gli abitanti totali insediandi saranno quindi: $11 \cdot 4 = 44$ che si arrotondano a *50 unità totali*. Non sono previste destinazioni d'uso diverse dal residenziale.

Le acque reflue prodotte sono quindi civili domestiche ai sensi del Regolamento di Fognatura dell'ATO 6.

3.3 Calcolo delle portate nere

Il calcolo delle portate nere da smaltire è stato condotto seguendo le indicazioni della norma UNI EN 752-4 relativa alle connessioni di scarico ed ai collettori di fognatura esterni agli edifici.

Si è assegnato un valore della dotazione idrica giornaliera per abitante pari a: *250 l/ab/giorno* per cui, ipotizzando *365 giorni* annui di occupazione delle ville, il consumo annuale *V* di acqua approvvigionata dall'acquedotto pubblico diviene:

$V = 50 \cdot 250 \cdot 365 / 1.000 = 4.562,5 \text{ m}^3$ che si arrotonda a *4.600 m³/anno*.

Il progetto prevede la presenza di due bagni e di una cucina per ciascuna villa.

Al fine di valutare i coefficienti di utilizzo e le conseguenti portate di punta di una connessione di scarico di acque usate devono essere tenuti in conto i seguenti elementi:

- il numero e il tipo di apparecchi collegati e la possibile contemporaneità di scarico di più apparecchi;
- la portata di scarico di ciascun apparecchio;
- la durata media dello scarico di ciascun apparecchio;
- il probabile intervallo di utilizzo di ciascun apparecchio.

Che sono sintetizzati nella seguente formula empirica:

$$Q = K_{DU} \sqrt{\sum DU}$$

In cui:

- Q è la portata d'acqua usata per il dimensionamento in litri al secondo
- K_{DU} è il coefficiente di frequenza dimensionale in l/s
- DU è l'unità di scarico (un valore caratteristico della portata dell'efflusso di acque usate da un apparecchio sanitario) adimensionale

I valori di K_{DU} e DU sono riportati nel prospetto sottostante.

Tabella 1 - Valori del coefficiente di frequenza

Tipo di edificio	K_{DU}
Abitazioni, pensioni, uffici (uso intermittente)	0.5
Ospedali, scuole, ristoranti, alberghi (uso frequente)	0.7
Servizi e/o docce a disposizione del pubblico (uso molto frequente)	1.0
Laboratori (usi speciali)	1.2

Tabella 2 - Valori delle unità di carico

Tipo di apparecchiatura	DU
Lavabi, docce	Da 0.3 a 0.6
Orinatoi	Da 0.3 a 0.6
Bagni, lavelli	Da 0.8 a 1.3
Lavapiatti	Da 0.2 a 0.8
Lavatrici per uso privato	Da 0.5 a 0.8
Lavatrici per uso commerciale	Da 1.0 a 1.5
WC (cassetta da 4.0 l a 9.0 l)	Da 1.2 a 2.5
Pilette di scarico a pavimento (da DN50 a DN100)	Da 0.6 a 2.0

Tabella 3 Dotazione di apparecchi sanitari ed elettrodomestici di lavaggio per ciascuna villa

Tipologia di apparecchi sanitari	Dotazione complessiva
WC	2
Bidet	2
Docce o vasche	2
Lavabi	2
Lavello cucina	1

Lavatrice	1	
Lavastoviglie	1	

Per determinare le portate si è considerato pari a:

- ✓ 2,0 il valore di unità di scarico dei wc;
- ✓ 0,5 il valore di unità di scarico dei lavandini, bidet e lavelli;
- ✓ 0,6 il valore di unità di scarico delle docce e vasche;
- ✓ 0,6 il valore di unità di scarico della lavastoviglie (lavapiatti);
- ✓ 0,8 il valore di unità di scarico della lavatrice domestica;

mentre per il valore di K_{DU} si è assunto:

- ✓ 0,5 abitazioni residenziali;

La portata nera proveniente da ciascuna villa da smaltire viene quindi determinata in

$$Q = 0,5 \cdot (2 \cdot 2 + 2 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,5 + 1 \cdot 0,5 + 1 \cdot 0,6 + 1 \cdot 0,8)^{0,5} = 1,51 \text{ l/s}$$

3.4 Dimensionamento della rete nera di raccolta

Il tratto di strada privato che conduce alle 7 ville avrà una doppia fognatura nera in quanto al centro della strada dovrà porsi la trincea drenante per smaltire nel sottosuolo le acque meteoriche dei tetti delle ville e del piano viabile della strada stessa. Da ciò discende che una fognatura avrà 4 allacci mentre l'altra soltanto 3 allacci. Le relative portate nere saranno: $Q_{4n} = 4 \cdot 1,51 = 6,04 \text{ l/s}$ e $Q_{3n} = 3 \cdot 1,51 = 4,53 \text{ l/s}$.

Il tratto di fognatura nera posta al di sotto del parcheggio pubblico e della stradina privata di accesso raccoglierà le quattro ville a schiera per cui la portata relativa sarà:

$$Q_{pn} = 4 \cdot 1,51 = 6,04 \text{ l/s}$$

Il dimensionamento idraulico della rete di raccolta delle acque reflue è stato effettuato ipotizzando il moto uniforme in condotta e sulla base delle massime portate alla sezione di chiusura dei vari tratti.

Nella formulazione di Gauckler e Strickler, la portata smaltibile in moto uniforme è pari a:

$$Q = K_s \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot 1000 \quad [\text{l/s}]$$

ove:

- K_s è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler;
- i è la pendenza di posa del fondo della condotta pari a 0,25%;
- A è l'area bagnata in m^2 ;
- C è il contorno bagnato in m;
- $R = A/C$ è il raggio idraulico in m.

Come desumibile in letteratura la scabrezza dei collettori in PVC usati è pari a $60 \frac{\text{m}^{1/3}}{\text{s}}$.

Le due tubazioni prescelte per il tratto privato che conduce alle 7 ville sono in PVC SN8 DN 250 mm posate con una pendenza di fondo dello 0,25%. Sostituendo i valori numerici si determina che a piena sezione la condotta possa edurre:

$$Q_c = 60 \cdot 3,14/2^{(2/3)} \cdot 0,115^{(8/3)} \cdot 0,0025^{0,5} = 18,5 \text{ l/s}, \text{ valore ben superiore a quanto richiesto.}$$

La velocità associata a Q_c è di 0,45 m/s, insufficiente all'autopulizia, per cui si deve prevedere uno spurgo con frequenza almeno annuale.

La tubazione prescelta per il tratto sotto il parcheggio pubblico da cedere ed il tratto privato che conduce alle 4 ville a schiera è in *PVC SN8 DN 250 mm* posata con una pendenza di fondo dello 0,27%. Sostituendo i valori numerici si determina che a piena sezione la condotta possa edurre: $Q_c = 60 \cdot 3,14 / 2^{(2/3)} \cdot 0,115^{(8/3)} \cdot 0,0027^{0,5} = 19,3 \text{ l/s}$, valore ben superiore a quanto richiesto. La velocità associata a Q_c è di $0,46 \text{ m/s}$, insufficiente all'autopulizia, per cui si deve prevedere uno spurgo con frequenza almeno annuale.

Il tratto terminale di fognatura nera pubblica dovrà convogliare al pozzetto di Corso Acqui la somma delle portate dei tre tratti suddetti ossia: $Q_{tn} = (6,04 + 4,53 + 6,04) = 16,61 \text{ l/s}$. La tubazione prescelta è in *PVC SN8 DN 400 mm* posata con pendenza media dello 0,22%. A sezione piena la condotta può convogliare: $Q_c = 60 \cdot 3,14 / 2^{(2/3)} \cdot 0,19^{(8/3)} \cdot 0,0022^{0,5} = 66 \text{ l/s}$ con una corrispondente velocità di $0,58 \text{ m/s}$ ancora inadatta a garantirne l'autopulizia. Se poi si tiene conto che a portate inferiori la velocità diminuisce ulteriormente, anche in questo caso diventa necessario lo spurgo con frequenza almeno annuale. Il diametro elevato delle condotte è stato scelto anche per evitare il più possibile intasamenti generati dalle sostanze solide sedimentate a causa dell'insufficiente tensione tangenziale al fondo.

Tabella 4 - Verifica collettori fognatura acque reflue

TRATTO	PORTATA l/s	Q max
Strada privata: 4 ville DN 250 mm	6,04	18,5 l/s
Strada privata: 3 ville DN 250 mm	4,53	18,5 l/s
Parcheggio pubblico e stradina: 4ville DN 250 mm	6,04	19,3 l/s
Collettore finale pubblico DN 400 mm	16,61	66,0 l/s

Dalle singole unità abitative (ville) uscirà una condotta di allaccio in PVC SN 4 di diametro non inferiore a mm 140, dotata di sifone in pozzetto al limite della proprietà. Come più volte indicato, le condotte pubbliche e private dovranno essere spurgate almeno una volta l'anno.

4 Rete acquedottistica

La rete acquedottistica è composta dalle condotte pubbliche e dagli allacci privati a partire dal relativo contatore.

La massima portata Q_{max} che viene richiesta alla rete pubblica è di $16,61 \text{ l/s}$ che si arrotondano a 17 l/s . Per assicurare un funzionamento soddisfacente al rubinetto più sfavorito, la doccia lontana almeno 70 metri dal contatore, il carico idraulico netto su di essa deve essere pari ad almeno 1,5 metri. Detto soffione sarà posto a 3 metri rispetto al piano strada, per cui dovrà avere 4,5 metri almeno di prevalenza.

Nel punto di allaccio del nuovo acquedotto alla rete esistente di Corso Acqui, la pressione media può assumersi pari a 25 metri di carico sopra al piano stradale.

Prudenzialmente si immagina che tutte le ville abbiano la massima richiesta d'acqua sincrona e si trascurano le perdite di carico concentrate essendo il funzionamento idraulico di lunghe condotte.

La condotta posta sotto la nuova strada di PEC, per i primi 70 metri - tratto AB sotto la strada pubblica - dovrà convogliare tutti i 17 l/s poi, nel secondo tratto BE di circa 80 metri, dovrà convogliare solo $(17-6) = 11 \text{ l/s}$. Per semplicità di esecuzione, si assume una tubazione in *PEAD PE 100 PN 16, De 125 mm* di diametro interno D_i pari a 102 mm per i tratti posti sotto la strada pubblica.

Utilizzando la formula empirica per la verifica delle condotte usate, sotto le ipotesi più sopra ricordate, la perdita di carico distribuita ΔH_1 nel primo tratto AB vale:

$\Delta H_1 = 0,0035 \cdot 0,017^2 / 0,1025 \cdot 70 = 6,4$ metri, con una velocità relativa di 2,1 m/s.

La perdita di carico nel secondo tratto BE sotto la strada pubblica varrà:

$\Delta H_2 = 0,0035 \cdot 0,011^2 / 0,1025 \cdot 80 = 3,1$ metri con una velocità relativa di 1,37 m/s.

per una perdita di carico complessiva pari alla somma delle due: $\Delta H_t = 6,4 + 3,1 = 9,5$ metri.

Al contatore dell'utenza più sfavorita, lontana 70 metri dal predetto contatore (tratto EF), sarà disponibile il carico netto di $(25 - 9,5) = 15,5$ metri per convogliare la portata di 1,51 l/s.

Supposte pari a 4 metri le perdite di carico dell'impianto idraulico interno alla villa singola, la prevalenza netta che dovrà aversi all'ingresso dell'utenza più sfavorita dovrà risultare non inferiore a: $(4 + 4,5) = 8,5$ metri. Al fine di assicurare il corretto funzionamento degli elettrodomestici "del bianco" (lavasciuga, lavastoviglie) si impone pari ad una atmosfera (10 metri) la prevalenza d'ingresso. La perdita di carico distribuita massima a tubo usato che la condotta proveniente dal contatore può generare diventa:

$\Delta H_3 = (15,5 - 10) = 5,5$ metri.

Assunta una tubazione in PEAD PE 100 PN 16, De 63 mm di diametro interno Di pari a 51,4 mm ed utilizzando la formula empirica per la verifica delle condotte usate, la perdita di carico ΔH_3 nel tratto in esame vale: $\Delta H_3 = 0,0035 \cdot 0,00151^2 / 0,0514^5 \cdot 70 = 1,6$ metri < 5,5 metri, con una velocità relativa di 0,74 m/s.

Per semplicità cantieristica, tutte le tubazioni che conetteranno i contatori alle utenze saranno in PEAD PE 100 PN 16, De 63 mm in modo da garantire, alla massima portata emunta, il maggior carico possibile con una velocità sufficientemente elevata.

Il tratto BC acquedottistico che correrà sotto il parcheggio pubblico dovrà edurre 6,4 l/s per una lunghezza di circa 50 metri. Assunta una tubazione PEAD PE 100 PN 16, De 110 mm, $Dint$ 90 mm, la velocità dell'acqua all'interno di essa varrà: $u = 0,0064 / 3,14 / 0,0452 = 1$ m/s,

mentre la relativa perdita di carico a tubo usato sarà: $\Delta H_4 = 0,0035 \cdot 0,0064^2 / 0,09^5 \cdot 50 = 1,2$ metri. In questo caso, al contatore della villa idraulicamente più sfavorita, sarà disponibile la prevalenza di: $(25 - 6,4 - 1,2) = 17,4$ metri, maggiore di poco meno di due metri rispetto al caso precedente. La tabella sottostante riassume la rete acquedottistica proporzionata, in cui AB; BE; BC sono i tratti pubblici mentre EF è il tratto privato idraulicamente più sfavorito rappresentativo di tutti gli allacci.

TRATTO	LUNGHEZZA m	DIAMETRO ESTERNO mm	PORTATA l/s	VELOCITA' m/s	PERDITA di CARICO m
AB	70	125	17	2,1	6,4
BE	80	125	11	1,37	3,1
BC	50	110	6,4	1	1,2
EF	70	63	1,51	0,74	1,6

Si precisa che le reti di distribuzione idropotabile interne alle singole ville non sono contemplate nel presente lavoro.

5 Descrizione delle reti di raccolta acque meteoriche

Come già illustrato nel corso dei paragrafi precedenti, i servizi a rete avranno una porzione pubblica, di competenza dei rispettivi Enti Gestori ed una privata, a carico del condominio "orizzontale" costituito dalle 11 ville.

La nuova rete di raccolta delle acque bianche della strada pubblica asfaltata e dei relativi marciapiedi in autobloccanti si conetterà alla fognatura mista nell'esistente pozzetto posto sul marciapiedi di Corso Acqui. Detta rete sarà costituita da caditoie, pozzi d'ispezione e da una condotta in PVC SN 8 DN 400 mm posata sotto la strada medesima.

Gli stalli del parcheggio pubblico saranno realizzati con elementi drenanti in calcestruzzo a celle riempite di ghiaia, mentre la strada pubblica interna al predetto parcheggio verrà

asfaltata. L'acqua meteorica sarà allontanata per gravità verso l'invaso costituito dalla depressa area verde pubblica e quindi smaltita in un pozzo perdente. L'area verde, oltre alla laminazione delle piogge, effettuerà anche la sedimentazione dei solidi sospesi e la depurazione naturale delle acque.

A livello privato, ciascuna villa avrà un invasore sotterraneo di $5 m^3$ realizzato con serbatoio in materiale plastico il cui scarico di sicurezza recapiterà nella trincea drenante posta sotto le strade private di accesso alle ville stesse. Detto serbatoio sarà alimentato dai tetti degli edifici e dalle aree impermeabili a terra (marciapiedi e camminamenti). Le aree verdi di pertinenza private saranno depresse in modo da invasore le precipitazioni mentre il supero sarà avviato alla trincea drenante sopra ricordata. I chiusini e le griglie saranno di classe D400.

Sotto il profilo qualitativo le acque di prima pioggia provenienti dal parcheggio e dalla strada interna non dovranno essere sottoposte a trattamento in quanto non ospitano veicoli e materiali che possano comportare il dilavamento di sostanze pericolose o pregiudizievoli per l'ambiente. Inoltre, il lagunaggio verde prima dell'immissione nel sottosuolo fitodepura l'acqua di prima pioggia.

5.1 Caratteristiche delle reti bianche ed ipotesi di calcolo delle portate di progetto

Le differenti superfici delle aree pubbliche e private possiederanno i coefficienti Φ di afflusso in fognatura sintetizzati nel prospetto seguente:

TIPOLOGIA di SUPERFICIE	COEFFICIENTE Φ di AFFLUSSO in FOGNATURA
<i>Asfaltata (strade pubbliche)</i>	<i>0,95</i>
<i>Autobloccanti (marciapiedi)</i>	<i>0,5</i>
<i>Autobloccanti a celle (parcheggio pubblico)</i>	<i>0,4</i>
<i>Tetti in elementi discontinui (coppi, tegole...)</i>	<i>0,95</i>
<i>Aree verdi</i>	<i>0,2</i>

Le assunzioni alla base del metodo della corrivazione impiegato per il dimensionamento delle fognature pluviali (bianche) sono:

- ✓ Tempo di ritorno della sollecitazione pluviometrica di progetto: $Tr = 10 \text{ anni}$;
- ✓ Tempo d'ingresso delle acque meteoriche in fognatura affinché si abbia portata in condotta: $ti = 15 \text{ minuti}$ coincidente con il tempo di corrivazione dei singoli bacini;
- ✓ Funzionamento autonomo dei collettori senza invasore in essi;
- ✓ Deflusso in condizioni di moto uniforme (anche se si tratta di propagazione di piene);
- ✓ Funzionamento sincrono della rete;
- ✓ Curva di possibilità pluviometrica a due componenti TCEV regionalizzata secondo le elaborazioni eseguite per la redazione del PAI: $h = 38,4 \cdot t^{0,275}$ con t in ore ed h in mm. di pioggia caduta;
- ✓ $Q = \Phi \cdot i \cdot A / 0,36$ con: Q portata pluviale decennale in litri/secondo; $i = h/t$ intensità media di pioggia in mm/ora; $A =$ Area drenata in ettari

Si noti che l'ipotesi di sincronismo della rete sia a vantaggio di sicurezza dovendosi considerare tempi di percorrenza minori e quindi sollecitazioni pluviometriche maggiori.

5.2 Fognatura della nuova strada e marciapiedi di PEC

La nuova strada pubblica di P.E.C. da eseguirsi a scomuto delle opere di urbanizzazione, avrà lunghezza di 170 metri con rotonda d'inversione al fondo cieco, larghezza della carreggiata pari a 7 metri mentre ciascun marciapiedi sarà largo 1,75 metri. La strada avrà pendenza trasversale pari al 2,5% con caditoie poste ad interasse pari a 30 metri, per una porzione servita di asfalto da ciascuna pari a $m^2 70 \cdot 3 = 210 m^2$.

L'area asfaltata della strada vera e propria è di $m^2 (165*7+3,14*7*7) = m^2 1.310$ mentre l'area dei marciapiedi risulta di: $(165*1,7*2+3,14*15*1,7) = m^2 641$.

A favore di sicurezza, si può trascurare il tempo di transito della piena pluviale nella condotta di centro strada.

Alla sezione di chiusura del bacino, corrispondente all'allaccio nella fogna di Corso Acqui, la portata pluviale Q viene così determinata:

$$\Phi * A = (0,95 * 1.310 + 0,5 * 641) = m^2 1.565 = 0,1565 \text{ ha.}$$

L'intensità media di pioggia i durante lo scroscio di durata pari al tempo t_c di corrivazione si calcola come: $i = 38,4 * (15/60)^{(0,275-1)} = 105 \text{ mm/ora}$, da cui si ricava

$$Q = 0,1565 * 105 / 0,36 = 46 \text{ l/s}$$

Si è scelta una condotta in *PVC DN 400 mm SN8* posata a centro oppure a lato strada con pendenza dello $0,17\%$ la cui portata a sezione piena vale:

$$Q = 60 * 3,14 / 2^{(2/3)} * 0,19^{(8/3)} * 0,0017^{0,5} = 58 \text{ l/s} > 46 \text{ l/s.}$$

La condotta bianca di centro strada è quindi verificata.

5.3 Smaltimento delle acque meteoriche del nuovo parcheggio pubblico, della relativa strada di accesso e delle aree verdi del PEC

In questo caso si è scelta una soluzione senza condotte interrate e senza caditoie, per non aggravare la condotta di centro strada e quindi la tubazione pubblica sita in Corso Acqui, quest'ultima già sovraccaricata idraulicamente in caso di intense precipitazioni.

L'area verde di maggiori dimensioni sarà realizzata depressa di almeno cm. 20 rispetto al piano del parcheggio, in modo da invasare l'acqua da esso proveniente ed avviarla all'infiltrazione tramite pozzo perdente di profondità minima pari a 4,5 metri e diametro di 2 metri. La soluzione è resa possibile dalla soggiacenza media della prima falda pari a - 7,5 metri. L'area adibita a stalli di parcheggio varrà $m^2 520$, l'area asfaltata sarà di $m^2 650$ mentre l'area verde assommerà a $m^2 455$. La pendenza media della strada e del parcheggio sarà di circa il $2,5\%$ verso l'area verde. L'acqua meteorica scorrerà quindi con un velo superficiale in direzione del prato-invaso. Operando in maniera identica a quanto eseguito nel precedente paragrafo, si determina la massima portata pluviale decennale sollecitante il sistema superficiale di drenaggio.

Alla sezione di chiusura del bacino, corrispondente all'ingresso nell'area verde di laminazione, la portata pluviale Q viene così determinata:

$$\Phi * A = (0,95 * 650 + 0,4 * 520 + 0,2 * 455) = m^2 920 = 0,092 \text{ ha.}$$

L'intensità media di pioggia i durante lo scroscio di durata pari al tempo t_c di corrivazione si calcola come: $i = 38,4 * (15/60)^{(0,275-1)} = 105 \text{ mm/ora}$, da cui si ricava

$$Q = 0,092 * 105 / 0,36 = 27 \text{ l/s.}$$

La portata così determinata è a favore di sicurezza in quanto si è assunto che lo scorrimento superficiale avvenga istantaneamente benchè in realtà sia ben più lento. Il volume di piena V associato alla pioggia di durata critica vale:

$$V = 27 * 15 * 60 / 1000 = m^3 24,3.$$

L'area verde, depressa di cm. 20 può invasare il seguente volume di pioggia: $V_{inv} = 455 * 0,2 = m^3 91 > m^3 24,3$.

Il pozzo perdente, situato al centro dell'area verde, sarà spinto all'interno di terreni caratterizzati da un coefficiente di permeabilità $k > 3,5 * 10^{-4} \text{ m/s}$.

Sotto un carico mediamente unitario (altezza d'acqua all'interno del pozzo pari ad un metro) la portata infiltrabile dal predetto pozzo varrà: $Q = 3,14 * 1 * 1 * 3,5 * 10^{-4} * 1.000 = 1,1 \text{ l/s}$.

La precipitazione che scorre sul bacino tributario e la sua infiltrazione, costituiscono un fenomeno variabile nel tempo e come tale dovrebbe essere considerato per dimensionare il volume d'invaso; basti infatti valutare che l'altezza d'acqua nel pozzo perdente condiziona la portata infiltrabile. Risultando però la formulazione analitica ardua e non scevra da approssimazioni, si è deciso di eseguire il calcolo nelle condizioni di permanenza della massima portata, per avere risultati prudenziali.

Il reale volume da invasare diviene, per un tempo di scroscio corrispondente al doppio del tempo critico, quindi: $V_v = (27-1,1) = 25,9 \cdot 60 \cdot 30 / 1.000 = m^3 46,62 < m^3 91$. La depressione costituita dall'area verde è addirittura in grado di invasare uno scroscio di durata oraria. Al termine della precipitazione, l'invaso sarà svuotato tramite l'infiltrazione nel sottosuolo. Il pozzo perdente dovrà essere oggetto di accurata manutenzione onde evitare che si intasi e perda la capacità infiltrante. Esso sarà realizzato con anelli forati in calcestruzzo posati su uno strato di base di *sabbione* di almeno cm 30 isolato dal terreno naturale con idoneo strato di geotessuto filtrante. La medesima stratigrafia si adotterà ai lati del pozzo. La profondità minima di posa sarà di *4,5 metri*.

5.4 Smaltimento delle acque meteoriche delle ville e delle strade private

Il progetto architettonico di ciascuna villa prevede una superficie impermeabile dovuta ai tetti ed ai marciapiedi perimetrali in pietra naturale pari a $m^2 200$, un'area in autobloccanti di circa $m^2 100$ ed un'area verde di circa $m^2 250$. Anche in questo caso, l'area verde sarà ribassata di circa cm 15 onde creare l'invaso delle acque meteoriche.

Operando in maniera identica a quanto eseguito nel precedente paragrafo, si determina la massima portata pluviale decennale Q sollecitante il sistema superficiale di drenaggio.

$$\Phi \cdot A = (0,95 \cdot 200 + 0,5 \cdot 100 + 0,2 \cdot 250) = m^2 290 = 0,029 \text{ ha.}$$

L'intensità media di pioggia i durante lo scroscio di durata pari al tempo t_c di corrivazione si calcola come: $i = 38,4 \cdot (15/60)^{(0,275-1)} = 105 \text{ mm/ora}$, da cui si ricava

$$Q = 0,029 \cdot 105 / 0,36 = 8,5 \text{ l/s.}$$

Il volume di piena V associato alla pioggia di durata critica vale:

$$V = 8,5 \cdot 15 \cdot 60 / 1000 = m^3 7,65.$$

Ogni unità è obbligatoriamente dotata di vasca interrata d'invaso della capacità di $m^3 5$ per permettere l'adacquamento del giardino senza ricorrere all'acqua potabile dell'acquedotto, ed a detta vasca saranno collegati i pluviali dei tetti, le caditoie del cortile in autobloccanti e le griglie poste nell'area verde. Il volume di predetta vasca non verrà conteggiato nelle analisi idrauliche. La possibilità di ribassare di circa *cm 15* l'area verde, permette di avere una capacità di laminazione di $250 \cdot 0,15 = m^3 37,5$ quasi 5 volte maggiore del volume di piena. Si consiglia, quindi, di connettere alla vasca interrata i pluviali, di imporre la pendenza ai marciapiedi ed all'area in autobloccanti verso l'area verde e porre in quest'ultima alcune griglie di captazione da connettere alla predetta vasca. In tal modo si allungheranno i tempi di corrivazione con conseguenti diminuzione delle portate da smaltire.

Il supero della predetta vasca dovrà essere avviato alle trincee drenanti poste al centro delle due strade private in autobloccanti ed in particolare la strada che andrà a servire le 7 ville presenta anche il maggior impegno idraulico per la relativa trincea drenante, il dimensionamento della quale è riportato nel seguito.

La piattaforma stradale pavimentata in elementi autobloccanti per traffico leggero, verrà drenata con tre caditoie poste in corrispondenza dei tre pozzi d'ispezione della trincea drenante ed avrà area complessiva pari a $A = 70 \cdot 6 = m^2 420$. La portata meteorica dovuta alla superficie stradale si determina in maniera analoga a quanto eseguito nei precedenti paragrafi.

$$\Phi \cdot A = 0,5 \cdot 420 = m^2 210 = 0,021 \text{ ha.}$$

L'intensità media di pioggia i durante lo scroscio di durata pari al tempo t_c di corrivazione si calcola come: $i = 38,4 \cdot (15/60)^{(0,275-1)} = 105 \text{ mm/ora}$, da cui si ricava

$$Q = 0,021 \cdot 105 / 0,36 = 6,2 \text{ l/s.}$$

Il volume di piena V associato alla pioggia di durata critica vale:

$$V = 6,2 \cdot 15 \cdot 60 / 1000 = m^3 5,60$$

La trincea drenante, di lunghezza pari a 70 metri, sarà sollecitata dalla portata totale Q_t pari a: $Q_t = (6,2 + 7 \cdot 8,5) = 65,7 = 66 \text{ l/s.}$

La trincea drenante avrà il fondo ad almeno 3,5 metri di profondità, sarà realizzata con tubazione in PEAD SN80 DN 600 mm forata sulla circonferenza e posata su un letto di cm 30, rinfianco e ricopertura di cm 30 in sabbione di fiume lavato od equivalente aggregato riciclato. A contatto con il terreno naturale sarà posizionato il solito telo di geotessuto filtrante. Al fine di favorire la massima permeabilità alla piattaforma stradale, si consiglia di ritombare la trincea, sopra al ricoprimento, con materiale drenante compattato alla densità Proctor minima del 90%. La larghezza filtrante della trincea alla base è di m 1,2 e la permeabilità del suolo è assunta pari a: $k > 3,0 \cdot 10^{-4}$ m/s. Risultando la permeabilità orizzontale dei terreni molto inferiore rispetto a quella verticale, si ammette che la filtrazione avvenga solo in direzione verticale. La portata per unità di lunghezza che la trincea può smaltire con un carico idrico di m 2,5 (un metro sotto al piano stradale) vale:
 $q = 1,2 \cdot 2,5 \cdot 3,0 \cdot 10^{-4} \cdot 1.000 = 0,9$ l/s/m. La trincea in totale potrà infiltrare la portata:
 $Q = 0,9 \cdot 70 = 63$ l/s < 66 l/s. Considerata la minima differenza fra i due valori e la limitata affidabilità dei valori di permeabilità in situ, si ritiene che la trincea sia comunque in grado di smaltire la sollecitazione pluviometrica decennale senza problemi, tenendo conto anche delle ipotesi a favore di sicurezza assunte per il dimensionamento.
L'affidabilità delle trincee drenanti, quando ben mantenute, è elevatissima ed è stata direttamente verificata dallo scrivente su interventi analoghi in esercizio da più lustri.

6 Uso e manutenzione delle reti fognarie

Come più volte ricordato, si consiglia lo spurgo della rete nera pubblica e privata con frequenza annuale, in modo da liberare eventuali depositi al fondo. L'operazione di pulizia deve eseguirsi anche ai tratti di allaccio alla condotta di centro strada.

La rete bianca potrà essere spurgata con una frequenza inferiore, in dipendenza dei depositi al fondo, facilmente verificabili nei pozzi d'ispezione. Diventa fondamentale per la rete bianca la corretta pulizia dei pozzetti, delle caditoie e la gestione del verde, in modo che le fronde degli alberi non si estendano sopra ai tetti con possibili intasamenti alle discese e che gli sfalci erbosi non occludano le griglie. Le trincee drenanti ed il pozzo d'infiltrazione andranno ispezionati al termine di lunghi e persistenti periodi piovosi, in modo che possano garantire la sicurezza idraulica richiesta. Gli elementi di coronamento rotti saranno sostituiti immediatamente.

Alessandria 18 aprile 2024

Il tecnico incaricato
Bocchio ing. Gianluigi



Bocchio Gianluigi