

Comune di Quarto

Provincia di Napoli

Oggetto :

Dimensionamento della rete fognaria acque bianche ed acque nere a servizio dell'area oggetto del Piano Urbanistico Attuativo di iniziativa privata (PUA), sita in Via Masullo snc 80010 Quarto (NA) , dati catastali : foglio 11, particella 895

Committenti :

- Micillo Armando, nato a Quarto il 18/01/1970,
- Micillo Carlo, nato a Mugnano di Napoli il 05/06/1973
- Micillo Crescenzo, nato a Napoli il 04/05/1968
- Micillo Domenico, nato a Napoli il 26/03/1963
- Micillo Vincenzo, nato a Giugliano in Campania il 14/04/1932

Il Tecnico :

Ing. Di Falco Angelo

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 14292

Elaborato :

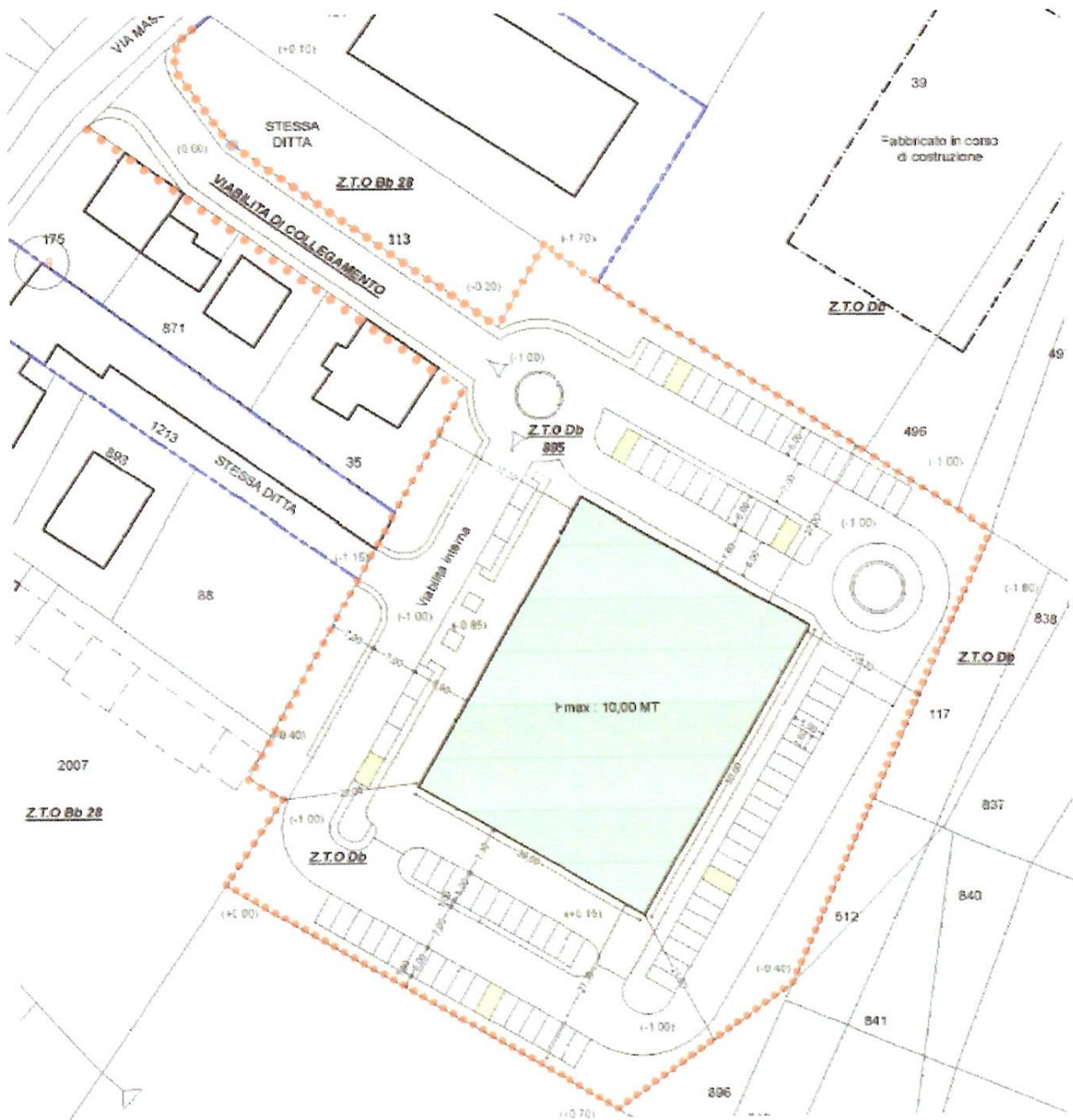
Relazione tecnica

Addì, **12 SET. 2017**



Il progetto prevede la trasformazione dell'area con un Piano Urbanistico Attuativo di iniziativa privata con destinazione artigianale.

Nello specifico è prevista la realizzazione di un manufatto con superficie coperta pari a 1950.0 mq, volume pari a 12640,0 mc, altezza massima dal p.c. pari a 10.0 m. Le aree esterne saranno destinate a parcheggio, verde attrezzato e ad opere accessorie.



2 - Caratteristiche dell'impianto fognario

La fognatura da realizzare è di tipo separato, ovvero con raccolta separata delle acque bianche e delle acque nere.

Le acque bianche vengono smaltite all'interno del lotto con due differenti modalità : la prima è quella dell'assorbimento per filtrazione nelle aree a verde e nelle zone di parcheggio permeabili previste nel lotto; la seconda è quella della raccolta in vasche all'uopo destinate e nel successivo riutilizzo per irrigazione delle aree a verde e per pulizia della viabilità interna.

Le acque nere vengono smaltite nella fognatura comunale passante per via Masullo.

Scopo del presente studio, oltre al dimensionamento della rete acque bianche e della rete acque nere, è quello di valutare la compatibilità dello scarico delle acque nere nella rete fognaria comunale passante per Via Masullo.

Nella progettazione delle reti di raccolta delle acque si è posta particolare attenzione al controllo della velocità ed alle caratteristiche di durabilità dei materiali impiegati.

3 - Materiali impiegati

L'impianto fognario va realizzato con materiali aventi le caratteristiche sotto riportate.

Tubazioni

In PVC (policloruro di vinile), con giunto gielle ed anello elastometrico di tenuta, conformi alle norme EN 1401, munite di marchi di conformità IIP (Istituto Italiano Plastici).

Pozzetti d'Ispezione e di raccordo

In calcestruzzo vibrato, del tipo carrabile, realizzati con elementi prefabbricati con impronte laterali per l'immissione di tubi, chiusino superiore in ghisa lamellare perlitica, conformi alle norme UNI EN 124, prodotti da aziende certificate ISO 9001

Vasche di raccolta acque bianche

In calcestruzzo armato, con griglia superiore in ghisa lamellare perlitica, del tipo carrabile, prodotta da azienda certificata.

Pozzetti sifonati

In calcestruzzo vibrato, del tipo prefabbricato, con meccanismo brevettato di sifonaggio.

4 - Rete fognaria acque bianche

Nel lotto oggetto del PUA sono previste n. 2 vasche interrato per la raccolta delle acque bianche aventi ciascuna dimensioni 5.0x5.0 m, profondità pari a 2.50 m, con solaio carrabile. Le acque raccolte nelle 2 vasche verranno riutilizzate nel lotto per l'irrigazione delle aree a verde. La distribuzione nelle diverse aree avverrà con sistema di tubazioni interrato e centrale di pompaggio.

Il diametro della tubazione delle acque bianche viene calcolato in base alla massima portata pluviale attendibile nella zona. La portata pluviale dipende da fattori climatici nonché dalle caratteristiche idrogeologiche, geolitologiche, morfologiche, nonché dal grado di urbanizzazione.

In seguito sono esposte le caratteristiche geolitologiche e geomorfologiche dell'area oggetto dell'intervento. La conoscenza delle stesse è fondamentale per la correttezza delle scelte progettuali.

4.1 - Caratteristiche geolitologiche e geomorfologiche bacino idrologico

Il lotto in esame si trova nella zona ovest della piana di Quarto la quale appartiene al sistema vulcanico dei Campi Flegrei, limitata a nord e ad est dai resti dell'antica Caldera, originatasi in seguito all'eruzione dell'ignimbrite campana, a sud e ad ovest si rilevano invece i depositi piroclastici del Senga, del Gauro e di altri centri eruttivi.

Dal punto di vista *geo-morfologico*, le condizioni tettoniche e quelle vulcaniche, hanno determinato le caratteristiche del Bacino idrologico nel quale ricade il lotto. Tale bacino ha dimensioni molto estese, tuttavia l'attenzione verrà puntata solo sulla zona interessata dall'intervento. L'area oggetto di studio è essenzialmente costituita da una piccola piana nel quale ricade il lotto, circondata da colline di origine piroclastica.

Dal punto di vista *geolitologico* (per l'area oggetto di studio), così come si può osservare dalla carta geologica fornita dall'Autorità di Bacino Nord Occidentale di Napoli la zona è costituita da depositi piroclastici incoerenti recenti in particolare nella parte immediatamente a monte della zona vi è il tufo giallo napoletano di formazione sicuramente più antica.

Il complesso idrogeologico presente nell'area è quello di materiali piroclastici costituito da alternanze di sabbie vulcaniche, ceneri, pomici, paleosuoli e pozzolane, con un grado di permeabilità per porosità molto variabile sia orizzontalmente che verticalmente a causa della eterogeneità granulometrica e del diverso stato di addensamento. Tali terreni poggiano a grande profondità sui materiali tassificati o tuffizzati con scarsa permeabilità per porosità e buona permeabilità per fratturazione. Il bacino è quindi costituito da terreni con buone proprietà idrogeologiche.

4.2 - Analisi idrologica

Per determinare i valori delle portate che possono essere superate, mediamente una sola volta ogni T anni, essendo T il periodo di ritorno preso a riferimento, occorre fare un'analisi probabilistica che elabori in maniera appropriata tutti i dati disponibili e catalogati sulle altezze di pioggia.

In generale la stima dei massimi istantanei di una variabile aleatoria (nel nostro caso altezza di pioggia) corrispondenti ad assegnati valori del periodo di ritorno T può essere effettuata attraverso una metodologia di tipo probabilistico con diversi tipi di approcci: utilizzeremo il modello TCEV.

Il modello di Gumbel, molto diffuso in campo tecnico, quando applicato all'analisi dei massimi annuali delle altezze di pioggia tende a sottostimare i valori più elevati osservati nel passato (valori corrispondenti ai periodi di ritorno più elevati). Il modello TCEV risulta maggiormente rispondente alle esigenze di una attenta valutazione delle altezze di pioggia. Di fatto tale modello costituisce una generalizzazione del modello di Gumbel. Esso risulta infatti costituito dal prodotto di due leggi di Gumbel, la prima delle quali destinata ad interpretare e descrivere, in chiave probabilistica, i massimi valori ordinari e, la seconda, quelli straordinari (aventi, secondo il classico modello di Gumbel, una probabilità di superamento inferiore al 5% e quindi tali da potersi ritenere eccezionali). Quindi il modello è basato sulla distribuzione dei valori estremi a due componenti (TCEV), che rappresenta la distribuzione del massimo valore di una mistura di due popolazioni, costituite da :

- una componente base, contenente i valori medi e bassi,
- una componente straordinaria, contenente i valori più elevati,

e ha quindi la caratteristica di prestarsi all'interpretazione di variabili fortemente asimmetriche, con presenza di alcuni valori

molto elevati, di cui difficilmente le distribuzioni usuali (Gumbel, Frèchet, ecc) riescono a tenerne conto.

In base a tale modello, la generica variabile x_T (altezza di pioggia, ecc) corrispondente ad un assegnato valore del periodo di ritorno T può trarsi dall'espressione:

$$T = 1 / (1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta K_T} - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\Theta^*} e^{-\eta K_T / \Theta^*}))$$

nella quale:

$$K_T = x_T / \mu_x$$

è il fattore di crescita col periodo di ritorno T , definito come il rapporto tra la variabile x_T corrispondente ad un assegnato periodo di ritorno T e la media μ_x della distribuzione di probabilità della variabile X ;

Λ^* e Θ^*

sono parametri adimensionali dipendenti solo dal coefficiente di asimmetria e pertanto, stimabili solo sulla base di un'indagine regionale ad amplissima scala (analisi regionale di I livello);

Λ_1

è il numero medio di eventi indipendenti, di tipo ordinario, che si determinano nella zona (e pertanto, è una caratteristica climatica di una zona omogenea che può essere valutata una volta noti Λ^* e Θ^* , attraverso un'analisi regionale di II livello);

η

è un parametro strettamente dipendente da Λ_1 , Λ^* e Θ^*

Nel caso specifico la variabile aleatoria presa in esame è il massimo annuale dell'altezza di pioggia h di assegnata durata d , corrispondente al periodo di ritorno T pari al numero medio di anni che bisogna attendere prima che si verifichi un insuccesso

(ad esempio il superamento di un valore massimo per la variabile aleatoria in questione).

Pertanto :

$$h_{d,T} = h_{d,T}(d,T)$$

rappresenta la legge $h_{d,T}$ con la quale la grandezza h va variando con la durata del periodo di ritorno T , e pertanto per ogni T è possibile ottenere un valore h_d e viceversa.

La rappresentazione grafica di tale legge è costituita da curve dette appunto "curve di probabilità pluviometrica per assegnato periodo di ritorno T ".

Il tracciamento di tali curve dipende dal tipo di legame funzionale che si mette in essere, che in generale può essere posto nella forma seguente:

$$h_{d,T} = \zeta_{hd} K_T$$

dove :

ζ_{hd}

è il parametro centrale della distribuzione della probabilità del massimo annuale delle altezze di pioggia di assegnata durata (per esempio la media μ);

K_T

è un coefficiente amplificativo , di norma indicato come coefficiente di crescita col periodo di ritorno T , che dipende da una data regione omogenea rispetto ai massimi annuali delle altezze di pioggia, dal modello probabilistico adottato e dal parametro ζ_{hd} preso a riferimento.

Dunque considerando che la variabile in questione $h_{d,T}$ è il massimo annuale dell'altezza di pioggia di assegnata durata d può scriversi:

$$h_{d,T} = \mu_{hd} K_T$$

e quindi :

$$\mu_{hd} = \zeta_{hd}$$

$$K_T = K_T(T, \Lambda_1, \Lambda^*, \Theta^*)$$

Stima regionale dei parametri con i massimi giornalieri.

Con regionalizzazione delle altezze di pioggia $h_{d,k}$ nei diversi pluviometri $k = 1, 2, 3, \dots, n$ s'intende l'aggregazione di tali variabili in gruppi con caratteristiche stocastiche comuni. Si richiede che i raggruppamenti abbiano anche riferimenti geografici.

Utilizzando le massime altezza di pioggia giornaliere vengono considerati 3 livelli di regionalizzazione:

- al primo livello, regioni omogenee rispetto ai parametri Λ^* e Θ^* da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente d'asimmetria;
- al secondo livello, zone omogenee anche rispetto al parametro Λ_b , da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di variazione;
- al terzo livello, sottozone omogenee rispetto alla dipendenza del parametro Θ_{hd} da alcune grandezze geografiche locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti).

La grandezza geografica che nell'ambito di una sottozona omogenea ha mostrato di avere maggiore influenza sulle precipitazioni è la quota z della stazione.

Con riferimento al rapporto VAPI "Valutazione delle piene in Campania" elaborato dal GNDCI del CNR, l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in 12 compartimenti, per quello della Campania, i primi 2 livelli di regionalizzazione ci danno i seguenti parametri:

$$\Lambda^* = 0.224$$

$$\Theta^* = 2,536$$

$$\Lambda_1 = 37$$

$$\eta = 4,909$$

I valori del coefficiente di crescita K_T sono riportati, per differenti periodo di ritorno T nella seguente tabella :

T	2	10	20	50	100	300
KT	0,87	1,38	1,64	2,03	2,36	2,90

Per quanto riguarda la determinazione del parametro μ_{hd} **si** utilizza *il terzo livello di regionalizzazione*, precisamente si usa una relazione a tre parametri sviluppata presso l'Università di Roma (Calende e Cosentino 1996) per la regionalizzazione di un'ampia zona dell'Italia centrale:

$$\mu_{hd} = \mu_{ho} \delta / (1+\delta/b)^m$$

con :

$$m = cz + d.$$

(z è la quota media s.l.m. del bacino in esame).

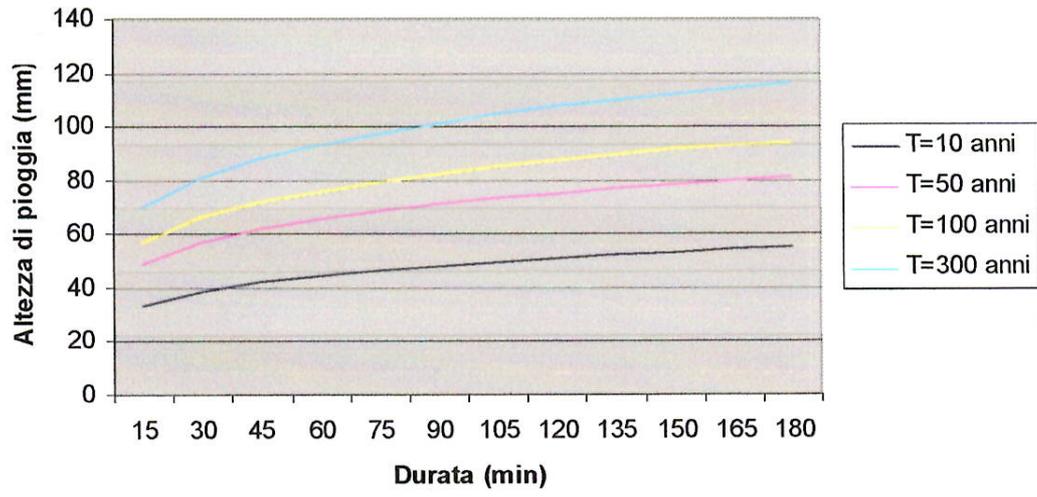
Il compartimento della Campania è suddiviso in 6 sottozone omogenee, in particolare i Campi Flegrei ricadono nella sottozona A1, per essa sono indicati nella seguente tabella i seguenti parametri :

sottozona omogenea	μ_{io}	b	c	d
	mm/h	h	m/m	
A1	77,1	0,3661	0,00003068	0,7995

La quota media s.l.m. della parte di bacino in esame è 39.5 m.

In conclusione le curve di probabilità pluviometriche cui faremo riferimento sono quelle riportate in seguito.

Curva di probabilità pluviometriche



4.3 - Modello di trasformazione afflussi/deflussi

Avendo determinato la curva di probabilità pluviometrica, quindi nota l'altezza di pioggia massima $h_{d,t}$ (mm) in un certa durata "d", dividendo questa quantità per la durata si ottiene l'intensità di pioggia :

$$\frac{h}{d} = i(\text{mm/ora})$$

Si considera così come previsto dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico che l'intensità di pioggia sia relativa a un periodo di ritorno $T=100$ anni.

In generale in relazione a un dato fenomeno di pioggia si definisce coefficiente d'afflusso Φ il rapporto fra l'aliquota della pioggia che affluisce rapidamente nei canali e quella totale caduta sul bacino imbrifero.

Quindi la portata di progetto si ottiene da:

$$Q = \Phi \cdot i \cdot A$$

- A rappresenta la superficie dell' area colante
- Φ rappresenta il coefficiente di afflusso.

La determinazione dei coefficienti di afflusso presenta notevole difficoltà a causa dell'elevato numero di elementi che la influenzano e non può essere considerata come una costante del bacino. Alcuni di questi, infatti, sono intrinseci del bacino (orografia, permeabilità, forma, pendenza), altri variano con lo stato di imbibizione del suolo, le caratteristiche della pioggia e la sistemazione urbanistica della zona. Tuttavia in fase di progettazione è opportuno far riferimento a eventi critici che si presentino in un contesto di elevata umidità iniziale del suolo e pertanto i valori dei coefficienti di afflusso riportati nei vari manuali sono riferiti a queste condizioni limite. Recentemente il gruppo "Deflussi Urbani", elaborando i molti dati sperimentali ormai disponibili in bibliografia, per bacini con

aliquota delle aree impermeabili $I_m > 0.3$, è pervenuto a suggerire la formula:

$$\Phi = \Phi_{perm}(1-m) + \Phi_{imp} I_m$$

i cui valori di Φ_{perm} e Φ_{imp} , rispettivamente delle aree permeabili e impermeabili di un bacino urbano sono da assumere variabili con il periodo di ritorno T di progetto, secondo quanto riportato nella seguente tabella

T(anni)	Φ_{perm}	Φ_{imp}
<2	0,00:0,15	0,60 : 0,75
<10	0,10:0,25	0,65 : 0,80
>10	0,15:0,30	0,70 : 0,90

Nel caso in esame si assume un $T_m = 0.8$; riferendosi ad un periodo di ritorno $T=100$ anni e considerando che il terreno locale ha buone capacità di assorbimento, si assume $\Phi_{perm} = 0,20$ e $\Phi_{imp} = 0,80$ per cui per l'area in esame ci si riferirà a un coefficiente di afflusso :

$$\Phi = 0,68$$

4.4 - Metodo della corrivazione

La determinazione delle portate pluviali con il metodo della corrivazione è effettuata mediante la seguente relazione:

$$Q = \Phi \cdot i \cdot A \quad (*)$$

"A" rappresenta la superficie dell' area colante

" Φ " rappresenta il coefficiente di afflusso.

"i" intensità di pioggia

Per ogni bacino viene di solito considerato un intervallo di tempo caratteristico, definito di *corrivazione* che corrisponde teoricamente al tempo necessario a far confluire quella parte di precipitazione che contribuisce alla piena, in particolare quella, che scorre in superficie, dal punto più distante del bacino alla sezione di chiusura dello stesso.

Il tempo di corrivazione è inoltre il tempo che, una volta eguagliato dalla durata delle precipitazioni, determina il raggiungimento della portata massima di deflusso nella sezione di analisi. L'intensità di pioggia è funzione della durata della pioggia che quindi si fa coincidere con il tempo di corrivazione.

Si porrà $d = tc$ nella curva di probabilità pluviometrica hd, T in modo da determinare l'altezza di precipitazione critica con la quale calcolare la portata massima.

Il tempo di corrivazione è calcolato come :

$$tc = tr + tp$$

dove :

tr = tempo di ruscellamento

tp = tempo di percorrenza

Il tempo di ruscellamento, che dipende dalla pendenza e dal tipo di terreno, rappresenta il tempo necessario affinché la particella d'acqua arrivi dal punto più lontano del bacino alla sezione di imbocco del canale fognario. Viene calcolato con la formula di Pasini:

$$t_r = 0.108 (AL')^{1/3} / S^{1/2}$$

- t_r tempo di ruscellamento (ore)
 A area del bacino sottesa alla sezione di calcolo (kmq)
 L' estensione del percorso più lungo che deve compiere la singola particella d'acqua per raggiungere la sezione suddetta (km)
 S pendenza dell'asta principale

Il *tempo di percorrenza* rappresenta il tempo affinché la particella d'acqua dalla parte iniziale del collettore giunga alla sezione terminale del suddetto. Esso è pari a:

$$t_p = L/V$$

- L lunghezza del tratto del canale
 V velocità lungo tale tratto

Per le ridotte dimensioni dell'area in esame e per gli scopi che ci siamo prefissati è lecito schematizzare il moto nei canali come *moto uniforme*, dove vengono assunti come elementi di riferimento la sezione e la pendenza costante. Tale moto è sicuramente turbolento, molte sono le formule proposte, utilizzeremo la *Formula di Gaukier- Strickier* :

$$V = k R^{2/3} I^{1/2}$$

e l'equazione di continuità:

$$Q = \sigma V$$

in cui si è indicato con:

- V la velocità della corrente d'acqua nel canale
- R il raggio idraulico
- σ la sezione idrica in mq
- I la pendenza minima del canale
- k il coefficiente di scabrezza
- Q la portata in mc/sec

Le tubazioni della rete fognaria hanno sezione circolare chiusa, sono in PVC, le superfici interne sono lisce. E' dunque più che cautelativo porre un coefficiente di scabrezza $K = 60$ (le relative scale di deflusso sono riportate in seguito).

	Area scolante (mq)	Coeff. di afflusso	Percorso più lungo che la particella deve compiere per giungere alla sezione d'imbocco della rete	Pendenza dell'asta principale	Tempo di ruscellamento calcolato con la Formula del Pasini
Tratto 1	2172.3	0.80	25	0.05	162

Tabella delle portate delle acque pluviali

1	TRATTO						
	LUNGHEZZA DELLA TUBAZIONE (m)						
	PENDENZA						
	VELOCITA' (m/sec)						
	TEMPO DI PERCORRENZA (s)						
	TEMPO DI CORRIVAZIONE (s)						
	INTENSITA' DI PIOGGIAA (per t=300 anni) (m/sec)						
	PORTATA PLUV. MAX PER d=tc (mc/sec)						
1	115.0	0,05	2,5	158	425	6,8	0,04

Calcolo della portata delle acque nere

La portata delle acque nere viene calcolata assumendo come parametri principali di riferimento i seguenti :

- Numero di abitanti
- dotazione individuale giornaliera di acqua

Il numero di abitanti al quale si fa riferimento è quello relativo ad una proiezione futura.

La proiezione si effettua considerando un indice medio annuo di crescita della popolazione locale ricavato dall'analisi dei dati demografici degli ultimi 50 anni. La proiezione futura si riferisce ad un numero di anni pari a 100, corrispondente al periodo di ritorno assunto nel calcolo della portata pluviale.

Alla dotazione individuale giornaliera di acqua per abitante si assegna il valore di 150 l/ab, in accordo con le disposizioni in materia igienico - sanitaria. La portata media giornaliera si determina moltiplicando la dotazione individuale giornaliera per un coefficiente di riduzione α che tiene conto delle caratteristiche dell'abitato da servire, ovvero della possibilità di disperdimento del volume che può scaricarsi nella fognatura.

Determinata la portata totale giornaliera si ottiene la portata media oraria dividendola per il numero β di ore in cui si presume che l'intera portata giornaliera venga smaltita. Nel nostro caso, non essendoci apprezzabili consumi notturni si può assumere $\beta = 18$.
Risulta dunque:

$$\dot{Q} = (\alpha * d * P / 3600 * \beta)$$

essendo :

P = popolazione

d = dotazione individuale giornaliera

α = coefficiente di afflusso alle fogne

β = numero di ore in cui si consuma la portata giornaliera

Per α si assume il valore 0.8 tenendo presente le caratteristiche della rete fognaria di progetto.

Portata delle acque nere

TRATTO	N. DI EDIFICI	N. DI ABITANTI PREVISTI	Q (mc/sec)
2	1	150	0,28

Portata totale acque bianche e acque nere

Il calcolo della tubazione per le acque bianche (tratto 1) e per le acque nere (tratto 2) si esegue in riferimento alle massime portate attendibili precedentemente calcolate :

Tratto 1

$$Q_{\text{tot}} \text{ (acque bianche)} = 0.04 \text{ mc/sec}$$

Tratto 2

$$Q_{\text{tot}} \text{ (acque nere)} = 0.28 \text{ mc/sec}$$

Dimensionamento

Il dimensionamento dei canali di fognatura acque bianche (tratto 1) e acque nere (tratto 2) ha lo scopo di assegnare allo speco una misura che garantisca un deflusso della portata totale di progetto con un tirante idrico in grado di assicurare un sufficiente franco di sicurezza.

I parametri che subentrano nel calcolo sono vari (forma della sezione, materiale costituente, pendenza, ecc.).

L'ipotesi principale di riferimento è quella di *condizioni di moto uniforme per la portata di progetto*, ipotesi accettabile per il tipo di applicazione in oggetto.

Le *grandezze geometriche* che caratterizzano la sezione trasversale di una corrente liquida sono le seguenti :

A = area bagnata, ovvero l'area della sezione trasversale della corrente

P = perimetro o contorno bagnato, ovvero la lunghezza del perimetro della sezione bagnata.

R = raggio idraulico, definito dal rapporto : $R = A / P$

h = tirante idrico, ovvero l'affondamento del punto più depresso della sezione dal pelo libero

Per ogni sezione, tutte le grandezze geometriche sopra indicate sono univocamente legate al tirante idrico "h", che può essere assunto come *grandezza atta a rappresentare geometricamente la sezione liquida trasversale*.

La grandezza geometrica che caratterizza il profilo longitudinale della corrente è *la pendenza "i" del fondo*.

Una corrente in condizioni stazionarie (i cui caratteri siano cioè indipendenti dal tempo) si muove in condizioni di moto uniforme se la distribuzione delle velocità puntuali si mantiene uguale in tutte le sezioni trasversali. Condizione necessaria ma non sufficiente perché si abbia moto uniforme è che l'alveo sia prismatico (cioè pendenza e sezione trasversale invarianti).

L'equazione di continuità del moto permanente a densità costante ($Q = v * A = costante$), unita alla condizione di uniformità del moto ($V costante$) comporta l'invarianza della sezione bagnata che, data la forma prismatica dell'alveo, si traduce nell'invarianza del tirante idrico. In condizioni di moto uniforme quindi la traccia longitudinale della superficie libera risulta parallela alla linea di fondo e conseguentemente la cadente "J" risulta uguale alla pendenza "i" del canale.

La cadente "J" è legata alla velocità media della corrente ed alle caratteristiche geometriche e di scabrezza dell'alveo. Le relazioni che esprimono questo legame prendono il nome di formule di moto uniforme. Quella generalmente impiegata per le correnti a pelo libero è la Formula di Chèzy :

$$V = X \text{sqrt}(R * i)$$

Per il calcolo della fognatura si impiega una formula che deriva dalla combinazione della *Formula di Gauckler-Strickler* con la *Formula di Chèzy*, ovvero, la seguente :

$$V = K_s * \text{sqrt}^3(R^2) * \text{sqrt}(i)$$

Il valore del parametro di scabrezza K_s , varia al variare del materiale costituente la condotta, del suo stato di conservazione e di impiego; nel nostro caso si assume :

$$K_s = 67 * m^{1/3} s^{-1}$$

Tale valore è stato ricavato da tabelle bibliografiche; si è fatto riferimento a tubazioni in plastica usurate poiché questa è la condizione che si verifica dopo un breve intervallo di funzionamento dell'impianto.

Nel valore del parametro di scabrezza sono comprese le perdite di carico localizzate dovute alle singolarità presenti lungo il percorso, quali pozzetti, salti di quota, cambiamenti di direzione, irregolarità e discontinuità, ecc.

Fissata la pendenza "i" della tubazione il problema del dimensionamento si riduce alla definizione dello speco in modo che il tirante idrico "h" connesso con la portata di progetto, assicuri un prefissato franco minimo di sicurezza.

Il franco per i condotti chiusi deve consentire una completa ed efficace aerazione della canalizzazione ed evitare che i fenomeni ondosi, che possono innescarsi sulla superficie libera, occludano momentaneamente lo speco provocando fenomeni di battimento pericolosi per la durata e la stabilità della condotta.

Il riempimento massimo deve essere Inferiore a quello a cui corrisponde la massima velocità di moto uniforme. Per canali circolari hmax deve essere Inferiore a $0.7 * D$.

La dimensione dello speco, trattandosi di sezione circolare, quindi caratterizzata da un'unica grandezza geometrica, si determina utilizzando la relazione derivata da quella di Gaukier - Strickier, che lega la sezione bagnata "A" ed il raggio idraulico "R" al tirante idrico "h" :

$$r = (Q / (Ks * (A/r^2) * (R/r)^{2/3} * i^{1/2}))^{0.375}$$

I valori dei rapporti dimensionali A/r^2 ed R/r si ricavano in funzione del prefissato rapporto di riempimento h/r attraverso espressioni tabellate in bibliografia. Il valore del raggio r che si ottiene dall'espressione analitica si approssima al valore commerciale immediatamente superiore.

Il calcolo dell'effettiva portata e della velocità si esegue con l'ausilio delle scale di deflusso riportate di seguito le quali sono state tracciate per ciascun diametro e ciascuna pendenza che intervengono nei calcoli.

Essendo l'orografia locale caratterizzata da una pendenza eccessiva (dal 10% al 22%), il contenimento della velocità eccessiva nelle tubazioni si esegue mediante la realizzazione di

opportuni salti di quota, dislocati in modo da suddividere l'intera rete in tratti brevi.

Tabelle dei diametri delle tubazioni

TRATTO 1

$i = 0,115$		
$K_s = 67 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$		
$h/r = 1,40$	(imposto)	
$A / r^2 = 2,349$	(da tabella)	
$R / r = 0,593$	(da tabella)	
$r = 0,267$	>>>>>>	0,3 m

TRATTO 2

$i = 0,178$		
$K_s = 67 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$		
$h/r = 1,40$	(imposto)	
$A / r^2 = 0,239$	(da tabella)	
$R / r = 0,593$	(da tabella)	
$r = 0,298$	>>>>>>	0,3 m

Conclusioni

Per le acque bianche, al netto della quota smaltita per assorbimento nelle aree a verde e nelle aree permeabili dei parcheggi oltre alla quota raccolta nelle vasche di accumulo previste, il diametro della tubazione di raccolta interna sarà pari a 0.30 m.

Per le acque nere il diametro della tubazione che scaricherà nella fogna comunale passante per Via Masullo sarà pari a 0.30 m. Tale misura risulta compatibile con quella del tratto di fognatura comunale passante per Via Campana che ha dimensione non inferiore a 0.40 m.

Prima dell'innesto nella pubblica fognatura la rete dovrà innestarsi in apposito pozzetto fiscale, posto sul limite della proprietà privata.

Addì, **12 SET. 2017**

Ing. Angelo Di Falco



Bibliografia

-PANIZZA MARIO, (1992), *Geomorfologia*, Pitagora Editrice Bologna

-VIGGIANI CARLO, (2003), *Fondazioni*, Hevelius Edizioni

-SANNA SEBASTIANO, (1992), *Sistemazioni idraulico-forestal nella
difesa* del
suolo, Dario Flaccovio Editore

-CENTRO STUDI DEFLUSSI URBANI, (2001), *Sistemi di fognatura-
manuale* di
progettazione, Hoepli

-MARCHESE BERNARDO, (1993), *Tecnologia dei materiali e chimica
applicata,*

Liguori Editori

-IPPOLITO GIROLAMO, (1998), *Appunti di costruzioni idrauliche,*
Liguori Editore

