

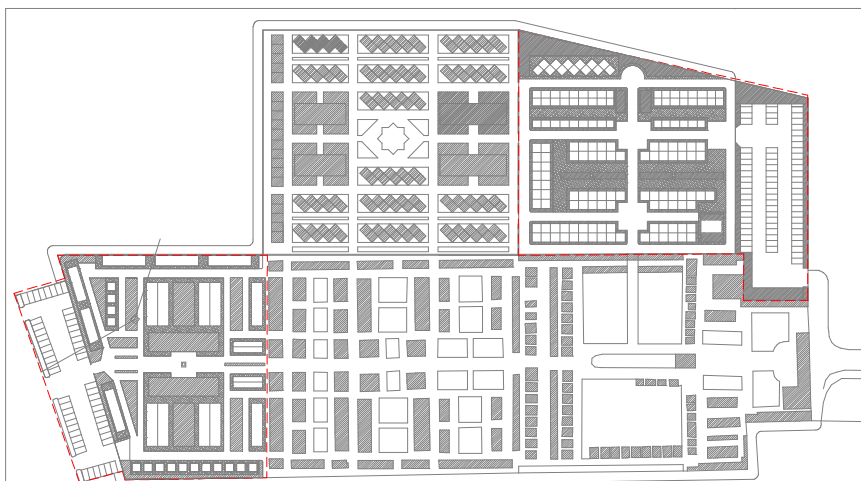
Comune di COPERTINO
Prov. di Lecce

Nuovo Ampliamento del Cimitero Comunale

*Titolo VI del Testo Unico delle Leggi Sanitarie n. 1265/34, del D.P.R n. 285/90
Legge n.130 del 30 marzo 2001
LEGGE REGIONALE 15 dicembre 2008, n. 34*

OGGETTO: PROGETTO ESECUTIVO I STRALCIO

Progetto: ing. Antonio Verdesca
Geom. Sandro Pagano
Geom. Luca Conte
UTC - Copertino (Le)



All. 5 RELAZIONE TECNICA SMALTIMENTO ACQUE PIOVANE

***DIMENSIONAMENTO IMPIANTO TRATTAMENTO ACQUE DI PIOGGIA
GESTIONE E RACCOLTA DELLE ACQUE DI DILAVAMENTO E
METEORICHE RELATIVE A VIABILTA' E PIAZZALI***

*(D.Lgs 152/99, D.Lgs 152/06 e 258/00; D.Lgs 152/06; O.M.I n° 3184 del 22/03/2002 C.D.
Presidente della Regione Puglia – Piano Direttore giugno 2002)*

Nuovo Ampliamento del Cimitero Comunale

Titolo VI del Testo Unico delle Leggi Sanitarie n. 1265/34, del D.P.R n. 285/90

Legge n.130 del 30 marzo 2001

LEGGE REGIONALE 15 dicembre 2008, n. 34

OGGETTO: PROGETTO GENERALE

LAVORI DEL 1 LOTTO FUNZIONALE PER L'ASSETTO VIARIO INTERNO DEI NUOVI COMPARTI E PER LA VIABILITA' ESTERNA DI CONTORNO CON LE OPERE DEDICATE ALLA SOSTA ED AL PARCHEGGIO CON LE CINTURE MURARIE DI PROTEZIONE.

OPERE IDRAULICHE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE PIOVANE

La rete si svilupperà con un percorso parallelo alla viabilità interna, con un andamento altimetrico incassato a pendenze leggermente variabili in funzione delle tratte da servire.

Attualmente non esistono in zona impianti per lo smaltimento delle acque meteoriche tali da permettere il convogliamento della costruenda rete.

La stesura dei condotti idrici è stata progettata in maniera tale da consentire lo smaltimento delle acque meteoriche in forma autonoma e tale da evitare incrementi ingiustificati di rischio idraulico a valle del comparto, anzi concepita in forma tale da garantire la preventiva o contestuale messa in sicurezza idraulica con sgravio della pericolosità in altre aree contermini a valle.

Lo smaltimento delle acque meteoriche di base sui due sub compartimenti e di parte della viabilità esterna immediatamente contermini, avverrà mediante percolazione negli strati superficiali del sottosuolo tramite pozzi e trincee drenanti (ove possibile in sedi utili del sottosuolo classificate calcarenite a permeabilità sufficiente). Le canalizzazioni seguono la tecnologia classica delle sezioni circolari con interfaccia su pozzetti di ispezione e manutenzione collegate a caditoie a raso poste nelle parti mediane della viabilità interna adibite prevalentemente a passaggi pedonali.

I lavori prevedono la formazione dello scavo per l'alloggiamento delle tubazioni dopo la esecuzione principale delle opere stradali e prima della formazione delle pavimentazioni finali che saranno composte da tozzetti di calcestruzzo posati con giunti aperti per permettere un assorbimento primario delle piovane nei primi strati di pietrischetto compattato. La collocazione della condotta prevista in tubazione di PVC rigido del diametro interno del Ø variabile da 600mm per il collettore principale e del Ø 400 mm e Ø 300 mm per i tratti interni assicurando una pendenza tale da permettere il rapido scorrimento dell'affluente corrispondente alla portata di scarico sul comparto, su letto di sabbione; la formazione di pozzetti in elementi di cemento vibrato completi di caditoie in ghisa, la formazione di pozzetti in calcestruzzo vibrato preconfezionati con sistema a sifone per la raccolta delle acque meteoriche completi di griglie, il collegamento delle caditoie ai pozzetti in linea con le tubazioni in pvc, la formazione di una vasca in cemento armato necessaria a ricevere le acque di prima pioggia della condotta per il processo di grigliatura e dissabbiatura e la formazione della rete di dreni lineari (ove possibile) collegati a pozzi drenanti negli strati superficiali del sottosuolo, completano la tecnologia di smaltimento delle acque piovane.

DIMENSIONAMENTO IMPIANTO TRATTAMENTO ACQUE GESTIONE E RACCOLTA DELLE ACQUE DI DILAVAMENTO E METEORICHE RELATIVE A VIABILTA' E PIAZZALI

Premessa

La rete di raccolta e di allontanamento delle acque meteoriche e di dilavamento è realizzata a mezzo griglie, caditoie e canalizzazioni interrato.

L'area interessata è stata suddivisa in due bacini scolanti (uno per ogni sub comparto di ampliamento del Cimitero), e le viabilità di comparto compreso i piazzali di sosta e parcheggio unitamente ai cortili dei lotti di insediamento delle edicole funerarie e dei loculi, sono state individuate attraverso tre poligoni di bacino con asta di massima estensione ed un andamento altimetrico con quote agli estremi; le pendenze mediamente del 1 % per le aree esterne con pavimentazione bitumata ed a macadam consentono un sufficiente deflusso delle acque verso le caditoie in griglie di ghisa tale da evitare zone di ristagno superficiale. Lo smaltimento finale delle acque meteoriche, oltre alle acque provenienti dal ciclo di depurazione, avviene attraverso sistemi a dispersione negli strati superficiali del terreno quali pozzi drenanti e/o trincee drenanti.

Descrizione dell'impianto di trattamento delle acque

L'intervento previsto consiste nella installazione di un impianto di trattamento delle acque di prima pioggia con pozzetto scolmatore, posti a valle della rete fognaria di raccolta delle aree interessate. Le acque meteoriche e di dilavamento della rete viaria e dei piazzali vengono pertanto convogliate in una apposita vasca del tipo monoblocco a due comparti prima di essere sversate nel recapito finale.

La vasca, del tipo rettangolare monoblocco, è realizzata in calcestruzzo armato vibrato ad alta resistenza al fine di garantire l'assenza di perdite e infiltrazioni nel terreno. La vasca è separata internamente in due comparti, un primo comparto di sedimentazione grossolana ed un secondo comparto di sedimentazione in calma. La copertura è del tipo carrabile con due chiusini di ispezione a passo d'uomo in calcestruzzo.

Le dimensioni della vasca risultano in generale funzione della portata delle acque meteoriche ricadenti sull'area di raccolta. Nel caso di specie, l'area di intervento è stata suddivisa in due sub aree (bacini imbriferi) rispettivamente di:

A1 = 10500 mq;

A2 = 10000 mq;

Il sistema di trattamento a monte dell'immissione delle acque negli strati superficiali del sottosuolo, è realizzato rispettivamente mediante una vasca composta da 2 bacini di accumulo delle dimensioni calcolate con fondo piano ed altezza di circa m 2,50.

Tali dimensioni risultano adeguate all'impianto in oggetto in considerazione delle verifiche di seguito riportate.

Nel primo comparto della vasca ha inizio il trattamento delle acque mediante il processo di completamento della vagliatura già iniziata a monte con vagli posti in corrispondenza dei pozzetti di smistamento e sedimentazione primaria delle particelle solide ed eventuali fanghi presenti, che per effetto della forza di gravità, si depositano sul fondo. Le acque, così chiarificate, passano al secondo comparto ove avviene la completa sedimentazione.

Alla fine del processo, le acque in uscita vengono convogliate, attraverso un pozzetto di ispezione, al recapito finale costituito da un percorso a trincee drenanti intervallato da pozzi assorbenti come dimostrato negli elaborati grafici.

L'impianto di trattamento delle acque meteoriche e di dilavamento dei piazzali risulta pertanto costituito dai seguenti principali componenti:

- pozzetto scolmatore con parziale vagliatura
- vasca monoblocco di sedimentazione
- pozzetto di ispezione
- recapiti finali costituiti da trincee drenanti e pozzi assorbenti.

In particolare, il ciclo previsto di trattamento delle acque si svolge nel modo seguente: le acque meteoriche provenienti dalla viabilità e dai piazzali vengono intercettate mediante un sistema di caditoie, e convogliate in un pozzetto scolmatore ubicato a monte della vasca di sedimentazione. Il sur-plus di acqua in arrivo, in condizione del tutto eccezionale, per il tramite del pozzetto scolmatore, potrà bypassare l'impianto e giungere direttamente al pozzetto d'uscita e quindi al recapito finale. Tutta l'acqua di prima pioggia accumulata sfiora nella vasca di sedimentazione per il successivo trattamento.

Il comparto di sedimentazione della vasca monoblocco è dimensionato in modo da raccogliere le acque di eventi meteorici che si succedono con un intervallo superiore a 48 ore, ed ha la funzione di distribuirle uniformemente, nell'arco della giornata, alla sezione di trattamento a valle; il liquido in uscita dal comparto di sedimentazione, privo di corpi grossolani, giunge al successivo comparto di sedimentazione più spinta della vasca monoblocco.

L'acqua chiarificata e filtrata viene convogliata al recapito finale.

Il sedimento derivante dal processo di depurazione verrà successivamente prelevato da ditta autorizzata con periodicità tale da non inibire il processo di trattamento.

Norme di riferimento

Per tali motivi la normativa vigente (D.Lgs 152/99, D.Lgs 152/06 e 258/00; D.Lgs 152/06; O.M.I n° 3184 del 22/03/2002 C.D. Presidente della Regione Puglia – Piano Direttore giugno 2002) impone il trattamento preventivo delle acque di pioggia allo scopo di ridurre le capacità inquinanti, prima del loro smaltimento finale, a valori tali da non creare pregiudizio per la salvaguardia dell'ambiente.

Nella Relazione Generale del Piano Direttore della Regione Puglia, a stralcio del Piano di Tutela delle acque, si dice al punto:

6.3 CRITERI PER LA DISCIPLINA DELLE ACQUE METEORICHE

Sulla base di quanto riportato in precedenza, si ritiene che il trattamento degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti dalle reti fognarie separate (di cui all'art. 39 comma 1 lettera a), debba limitarsi alla grigliatura, dissabbiatura e, ove possibile, per gli agglomerati di maggiore importanza, andrà favorita la individuazione di soluzioni che consentano la realizzazione di bacini di calma finalizzati a massimizzare la riduzione dei solidi sospesi, dei quali prevedere l'adeguata manutenzione ai fini della protezione idraulica e ambientale.

Tale L.R., infatti, individua il volume delle acque di pioggia che debbono essere assoggettate a particolare trattamento prima dello scarico, in modo che quest'ultimo possa avvenire nel rispetto di quanto fissato dal D.Lgs 152/2006.

In particolare, tale L.R. definisce "acque di prima pioggia quelle corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio".

Ai fini del calcolo delle portate, la L.R. stabilisce che tale valore di portata si verifichi in 15 minuti e precisa che il trattamento delle acque di prima pioggia deve attuarsi per eventi meteorici che si succedono a distanza, l'uno dall'altro, superiore a 48 ore.

Verifiche

Nel seguito sono riportate le verifiche per determinare la capacità della vasca di accumulo sufficiente a contenere le acque di "prima pioggia" oltre che a svolgere un'efficace sedimentazione delle acque raccolte sulla viabilità.

A tal fine sarà necessario determinare il volume d'acqua di "prima pioggia" e la portata di pioggia critica.

Con il risultato di tale verifica sarà anche possibile confrontare il quantitativo di acqua meteorica disponibile con la capacità dei serbatoi esistenti.

Calcolo della piovosità

Lo studio idrologico a livello di bacino per la determinazione delle portate attese con diversi tempi

di ritorno è stato condotto anche in conformità a quanto previsto dal progetto Valutazione Piene (VaPi) del Gruppo Nazionali di Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) e deve in ogni caso tener conto dei dati raccolti dagli Uffici periferici dell'ex Servizio Mareografico e Idrografico Nazionale e da eventuali elaborazioni dei dati prodotti dagli stessi Uffici.

Conformemente al già citato DPCM del 29.09.1998, l'Autorità di Bacino della Puglia ha individuato i tempi di ritorno 30, 200 e 500 anni per la evidenziazione, rispettivamente, delle aree soggette ad Alta Probabilità (AP), Media Probabilità (MP) e Bassa Probabilità (BP) di esondazione.

Individuazione caratteristiche pluviometriche dell'evento di progetto

Per quanto concerne l'analisi pluviometrica, "l'analisi regionale delle piogge massime annuali di durata compresa tra 1 ora e 1 giorno è stata effettuata per il territorio della Puglia centro-meridionale ad integrazione di quanto effettuato in Puglia settentrionale da Claps et al., (1994). Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987). Per l'individuazione delle regioni omogenee di primo e secondo livello si è fatto ricorso a generazioni sintetiche Montecarlo in grado di riprodurre la struttura correlativa delle serie osservate (Gabriele e Iritano, 1994). I risultati hanno evidenziato (Castorani e Iacobellis, 2001) per l'area esaminata la consistenza di zona unica di primo e secondo livello. L'intero territorio di competenza del compartimento di Bari del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale risulta quindi diviso, al primo e secondo livello, in due sottozone. La prima (Claps et al, 1994) comprende la Capitanata, il Sub-appennino Dauno, il Gargano e l'Alta Murgia, la seconda include la restante parte del Tavoliere e della Murgia e la penisola Salentina. L'analisi di terzo livello basata sull'analisi di regressione delle precipitazioni di diversa durata con la quota ha portato alla individuazione, oltre alle quattro zone omogenee in Claps et al. (1994), di altre due zone e delle rispettive curve di possibilità climatica."

In definitiva, dal punto di vista dell'approccio pluviometrico, il territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia è stato suddiviso in 6 aree pluviometriche omogenee, per ognuna delle quali è possibile calcolare la Curva di Possibilità Pluviometrica sulla base delle seguenti equazioni:

$$\text{Zona 1: } x(t,z) = 26.8 t^{[(0.720+0.00503 z)/3.178]}$$

$$\text{Zona 2: } x(t) = 22.23 t^{0.247}$$

$$\text{Zona 3: } x(t,z) = 25.325 t^{[(0.0696+0.00531 z)/3.178]}$$

$$\text{Zona 4: } x(t) = 24.70 t^{0.256}$$

$$\text{Zona 5: } x(t,z) = 28.2 t^{[(0.628+0.0002 z)/3.178]}$$

$$\text{Zona 6: } x(t,z) = 33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]}$$

Come si può osservare, per 4 aree omogenee sulle 6 totali, è preso in considerazione il parametro geomorfologico "z" della quota assoluta sul livello del mare (espressa in metri).

Per la zona 6:

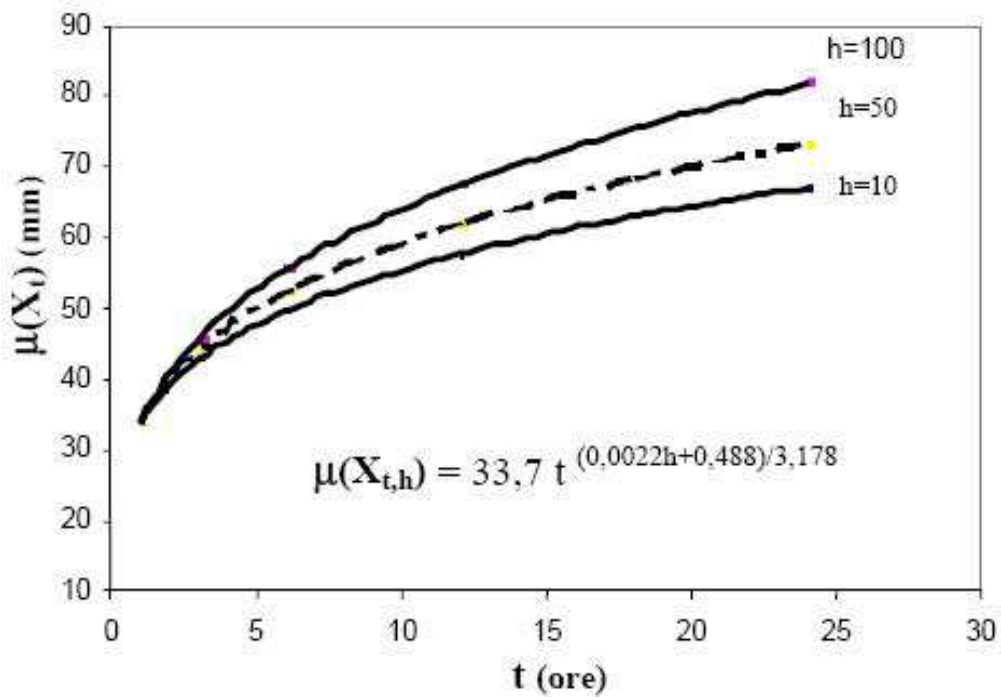


Figura VI.3-1

Sottozone omogenee

Zone omogenee, 3° livello.



Ai valori così ottenuti, vanno applicati coefficienti moltiplicativi relativamente al Fattore di Crescita K_T (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al Fattore di Riduzione Areale K_A (funzione della superficie del bacino espressa in kmq, e della durata dell'evento di progetto espressa in ore).

Per quanto concerne il Fattore di Crescita nelle zone 5-6 (Puglia Centro-Meridionale)

$$K_T = 0.1599 + 0.5166 \ln T$$

Di seguito si riportano i valori singolari tabellati dal rapporto sintetico, e i valori ricavati dalla formula su esposta:

| | | Tempo di Ritorno (anni) | | | | | | | | | | | |
|---------|-------|-------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | 2 | 5 | 10 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 |
| Tabella | K_T | 0.91 | 1.26 | 1.53 | 1.81 | 1.9 | | 2.1 | 2.19 | 2.48 | 2.77 | 3.15 | 3.43 |
| Formula | K_T | 0.85 | 1.23 | 1.52 | 1.81 | 1.90 | 1.98 | 2.10 | 2.19 | 2.48 | 2.76 | 3.14 | 3.43 |

Nel caso in cui si debba condurre uno studio idrologico in una area estesa, la precipitazione deve essere ragguagliata alla superficie del bacino idrografico considerato per tener conto del fatto che la precipitazione, calcolata come descritto in precedenza, è un valore puntuale e quindi va opportunamente ridotta di un valore (Fattore di Riduzione Areale) che dipende dall'estensione dell'area studiata e dalla durata dell'evento.

Per quanto concerne il Fattore di Riduzione Areale K_A :

$$K_A = 1 - (1 - e^{(-0.0021 A)}) e^{(-0.53 d^{0.259})}$$

Nel caso in esame si è posto pari all'unità a vantaggio di sicurezza.

Le curve di pioggia

$$h = 41,45 t^{0,3820} \text{ per un } T \text{ di ritorno per 5 anni}$$

Invece l'intensità media di pioggia rispettivamente rispetto ad un tempo T di ritorno di 5 anni

$$i_m = 41,45 \times t_c^{-0,618}.$$

In alternativa:

Per la determinazione delle altezze critiche di pioggia con il metodo di Gumbel, relative al bacino idrografico in narrativa, il cui spartiacque morfologico è riportato negli annessi stralci cartografici aerofotogrammetrici, si è provveduto alla individuazione, dall'esame degli Annali del Servizio Idrografico Italiano, delle altezze massime di pioggia registrate per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore relative all'agro di Copertino.

I dati si riferiscono alla stazione pluviometrica di Copertino e riguardano 33 anni di osservazioni, dal 1961 al 1996.

Nel seguito si riportano i dati pluviometrici tabellati e quelli ottenuti, dall'elaborazione statistica effettuata con il metodo di Gumbel, relativi alle altezze massime (H_{max}) e critiche (H_{crit}) di pioggia, con tempi di ritorno di 10 anni.

| COPERTINO | | | | | | | | | | | | | |
|-----------|---------------|----------|-----|-------|----------|-------|----------|-------|----------|--------|----------|--------|----------|
| ANNO | Max intensità | | | 1 ora | | 3 ore | | 6 ore | | 12 ore | | 24 ore | |
| | mm | data | min | mm | data | mm | data | mm | data | mm | data | Mm | data |
| 1961 | 13,0 | 05/10/61 | 5 | 21,0 | 08/10/61 | 38,8 | 08/10/61 | 47,8 | 08/10/61 | 52,6 | 07/10/61 | 56,0 | 07/10/61 |
| 1962 | 28,0 | 15/10/62 | 15 | 28,6 | 15/10/62 | 30,0 | 11/03/62 | 49,0 | 11/03/62 | 51,8 | 11/03/62 | 52,0 | 11/03/62 |
| 1964 | 20,0 | 11/07/64 | 15 | 55,6 | 11/07/64 | 55,6 | 11/07/64 | 55,6 | 11/07/64 | 62,4 | 11/11/64 | 106,8 | 11/11/64 |
| 1965 | 14,0 | 23/09/65 | 15 | 18,8 | 23/09/65 | 20,6 | 23/09/65 | 23,0 | 11/12/65 | 29,6 | 11/12/65 | 39,2 | 11/12/65 |
| 1966 | - | - | - | 62,2 | 17/09/66 | 64,4 | 17/09/66 | 64,4 | 17/09/66 | 64,4 | 17/09/66 | 101,4 | 17/09/66 |
| 1967 | 25,2 | 15/09/67 | 20 | 25,2 | 15/09/67 | 25,4 | 15/09/67 | 25,6 | 15/09/67 | 29,6 | 30/11/67 | 49,6 | 27/10/67 |
| 1968 | 15,8 | 01/09/68 | 10 | 29,0 | 09/11/68 | 44,0 | 09/11/68 | 45,2 | 09/11/68 | 46,0 | 09/11/68 | 46,8 | 09/11/68 |
| 1969 | 13,2 | 06/06/69 | 15 | 21,2 | 06/06/69 | 32,2 | 06/06/69 | 32,4 | 06/06/69 | 32,4 | 06/06/69 | 49,2 | 04/03/69 |
| 1970 | 16,4 | 22/10/70 | 15 | 34,8 | 18/09/70 | 37,0 | 17/09/70 | 63,2 | 17/09/70 | 69,0 | 17/10/70 | 95,8 | 16/10/70 |
| 1971 | 23,4 | 16/09/71 | 25 | 37,0 | 02/09/71 | 52,0 | 02/09/71 | 63,0 | 02/09/71 | 66,6 | 02/09/71 | 88,2 | 02/09/71 |
| 1972 | 54,0 | 05/09/72 | 35 | 55,4 | 05/09/72 | 58,2 | 05/09/72 | 58,2 | 05/09/72 | 58,2 | 05/09/72 | 58,2 | 05/09/72 |
| 1973 | 14,8 | 27/09/73 | 10 | 17,2 | 26/09/73 | 32,0 | 26/09/73 | 32,0 | 26/09/73 | 37,0 | 30/03/73 | 52,0 | 30/03/73 |
| 1974 | 19,8 | 30/09/74 | 20 | 40,0 | 30/09/74 | 68,6 | 30/09/74 | 74,8 | 30/09/74 | 81,4 | 30/09/74 | 81,6 | 30/09/74 |
| 1975 | 16,6 | 09/10/75 | 30 | 27,6 | 24/08/75 | 27,8 | 24/08/75 | 27,8 | 24/08/75 | 33,6 | 02/12/75 | 38,0 | 21/03/75 |
| 1976 | 36,8 | 05/10/76 | 30 | 73,6 | 05/10/76 | 89,2 | 05/10/76 | 89,4 | 05/10/76 | 89,4 | 05/10/76 | 89,4 | 05/10/76 |
| 1979 | 28,0 | 17/08/79 | 20 | 60,0 | 17/08/79 | 91,0 | 17/08/79 | 91,0 | 17/08/79 | 91,2 | 17/08/79 | 101,6 | 17/08/79 |
| 1980 | 20,0 | 10/10/80 | 10 | 22,8 | 10/10/80 | 38,6 | 09/11/80 | 48,0 | 09/11/80 | 51,0 | 09/11/80 | 59,8 | 15/11/80 |
| 1981 | 17,2 | 06/09/81 | 30 | 17,6 | 06/09/81 | 20,0 | 16/11/81 | 26,0 | 16/11/81 | 27,8 | 15/11/81 | 36,8 | 21/12/81 |
| 1982 | 20,8 | 07/06/82 | 20 | 23,2 | 07/06/82 | 32,0 | 22/03/82 | 38,0 | 22/03/82 | 49,0 | 22/03/82 | 67,2 | 28/11/82 |
| 1983 | 29,4 | 16/06/83 | 25 | 30,2 | 13/06/83 | 32,2 | 13/06/83 | 47,0 | 08/12/83 | 70,0 | 08/12/83 | 108,6 | 08/12/83 |
| 1984 | 35,0 | 15/08/84 | 30 | 41,0 | 15/08/84 | 55,0 | 15/08/84 | 55,2 | 15/08/84 | 55,2 | 15/08/84 | 62,0 | 19/09/84 |
| 1985 | 25,0 | 22/10/85 | 15 | 34,8 | 22/10/85 | 68,8 | 21/10/85 | 71,8 | 21/10/85 | 87,6 | 21/10/85 | 90,2 | 21/10/85 |
| 1989 | 20,0 | 03/07/89 | 12 | 25,8 | 03/07/89 | 25,8 | 03/07/89 | 28,0 | 03/07/89 | 28,0 | 03/07/89 | 28,0 | 03/07/89 |
| 1990 | 11,6 | 08/08/90 | 10 | 23,6 | 24/11/90 | 25,2 | 24/11/90 | 40,6 | 24/11/90 | 48,2 | 15/11/90 | 72,6 | 14/11/90 |
| 1991 | 8,0 | 28/07/91 | 5 | 15,8 | 13/03/91 | 22,6 | 09/03/91 | 28,6 | 09/03/91 | 31,2 | 09/03/91 | 33,0 | 26/04/91 |
| 1992 | 21,8 | 01/10/92 | 10 | 25,2 | 30/06/92 | 25,2 | 30/06/92 | 37,6 | 14/10/92 | 46,2 | 02/07/92 | 52,4 | 02/07/92 |
| 1993 | 30,0 | 03/10/93 | 30 | 51,6 | 03/10/93 | 89,6 | 03/10/93 | 89,6 | 03/10/93 | 91,6 | 03/10/93 | 113,8 | 03/10/93 |
| 1994 | 33,4 | 22/07/94 | 30 | 33,4 | 22/07/94 | 33,4 | 22/07/94 | 33,6 | 21/01/94 | 35,0 | 21/01/94 | 60,6 | 20/01/94 |
| 1995 | 21,0 | 16/08/95 | 15 | 41,0 | 16/08/95 | 52,8 | 16/08/95 | 54,0 | 16/08/95 | 54,4 | 16/08/95 | 55,4 | 16/08/95 |
| 1995 | 28,0 | 19/08/95 | 30 | | | | | | | | | | |
| 1996 | 11,2 | 24/12/96 | 5 | 53,0 | 08/10/96 | 74,0 | 08/10/96 | 114,8 | 08/10/96 | 131,8 | 08/10/96 | 132,2 | 07/10/96 |
| 1996 | 20,2 | 24/12/96 | 15 | | | | | | | | | | |
| 1996 | 30,0 | 08/10/96 | 30 | | | | | | | | | | |

Il calcolo riguarderà, i bacini idrografici non monitorati e di non eccessive dimensioni (al più qualche decina di km²). Pertanto, in numerosi casi pratici si dispone solo delle precipitazioni meteoriche in alcuni punti del bacino. In tali casi la portata sarà stimata simulando, attraverso un modello matematico, il processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino idrografico. Nel seguito viene affrontato il calcolo mediante l'analisi probabilistica delle precipitazioni con particolare riferimento alle cosiddette curve di possibilità pluviometrica, indicate spesso con l'acronimo cpp, adottando le formule appresso riportate.

$$H_{\max}(t, T) = m - \frac{\left(\ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right)}{k} \quad (1)$$

$$H_{\text{crit}}(t, T) = a \times t^n \quad (2)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (H_i - \bar{H}_i)^2}{n-1}}$$

$$k = \frac{1}{0,78 \times s}$$

$$m = \overline{H}_i - \frac{0,577}{k}$$

Per la (2) il coefficiente “a” e l’esponente “n” sono stati determinati con il metodo dei minimi quadrati, secondo le seguenti relazioni matematiche:

$$n = \frac{\sum (\log t - \overline{\log t}) \times \log H_{\max}(t, T)}{\sum (\log t - \overline{\log t})^2}$$

$$a = 10^{(\overline{\log H_{\max}(t, T)} - n \cdot \overline{\log t})}$$

I valori delle Hcrit (t,T) calcolate, unitamente agli altri parametri idrologici, sono riportati, in appendice, in appositi diagrammi e tabelle.

I simboli adottati nelle formule assumono i seguenti significati:

Hmax (t, T) = altezza massima di pioggia con tempi di ritorno;

Hcrit (t, T) = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno;

\overline{H}_i = media aritmetica delle altezze massime di pioggia registrate per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore negli anni 1959÷1993;

s = deviazione standard;

Ln = logaritmo naturale;

t = durata della pioggia di 1, 3, 6, 12, 24 ore;

T = tempi di ritorno di 10 anni.

Per la determinazione dei tempi di corrivazione e della portata massima (portata di piena) del bacino idrografico, essendo lo stesso considerato piccolo per estensione, si adottano le seguenti relazioni matematiche, rispettivamente proposte da Giandotti (Tc) e da Visentini (Qmax):

$$T_c (\text{ore}) = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1,5 \times l}{0,80 \times \sqrt{\overline{H}_m}}$$

$$Q_{\max} (m^3/\text{sec}) = \frac{0,278 \times S \times H_{\text{crit}}(t, T)}{0,80 \times T_c}$$

dove le variabili del bacino sono:

Tc (ore) = tempo di corrivazione;

S (km²) = area del bacino idrografico sotteso dalla sezione di misura;

L (km) = lunghezza dell’asta valliva principale;

H (m) = altitudine media ponderata del bacino:

$$H (m) = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \times S_i}{S}$$

hi = altitudine media tra due direttrici;

Si = superficie compresa tra le due direttrici;

H0 (m) = quota della sezione di chiusura;

$\overline{H}_m = H(m) - H_0(m)$ = altitudine media del bacino riferita alla quota della sezione di chiusura.

Per la determinazione della portata massima del bacino idrografico, si assume, data la sua limitata estensione, il valore dell’altezza critica $H_{\text{crit}}(t, T)$, corrispondente ad un tempo di ritorno **T** di 10 anni e per una durata **t** corrispondente al tempo di corrivazione calcolato **Tc**.

Dall'esame delle annesse tabelle di calcolo e dei grafici, si possono rispettivamente rilevare i valori delle portate massime Q_{max} del bacino idrografico B per i vari tempi di ritorno T (anni) e l'andamento delle altezze critiche di pioggia H_{crit} riferite ai tempi di ritorno T (anni) ed al tempo di durata t (ore).

Si assume la portata Q_{max} di $0,70 \text{ m}^3/\text{sec}$ (portata massima tra quelle risultanti come di seguito e per un coefficiente di deflusso considerato pari a $0,50$) per un tempo di ritorno pari a 10 anni, considerando, quale contributo al deflusso superficiale, un coefficiente pari al 80% per gli affioramenti argillosi, in quanto terreni pressoché impermeabili, un coefficiente pari al 30% in quanto terreni dotati di permeabilità per fessurazione/porosità, ecc... Il bacino sotteso ha un'area pari a $0,011 \text{ km}^2$. $T_c = 5,10$ ore pari a 306 minuti (Giandotti); Q_{max} di $0,12 \text{ m}^3/\text{sec}$ $T_c = 0,08$ ore pari a 5 minuti (Viparelli), Q_{max} di $1,69 \text{ m}^3/\text{sec}$.

Le leggi di pioggia risultanti rispettivamente per i tempo di ritorno pari a 10 , anni:

$$y = 36,457x t^{0,34882}$$

Si considera tale metodo più pessimistico.

Ritornando alla formula precedente:

$$h = 41,45 t^{0,194} \text{ per un } T \text{ di ritorno per } 5 \text{ anni (in linea con il metodo Pezzoli);}$$

Per il calcolo del tempo di corrivazione, necessario ai fini delle verifiche idrauliche, si utilizzano le formule idrauliche di Turazza e Ventura, utilizzabili per bacini regolari e di limitata estensione:

$$1) T_c = 7,76 * \sqrt{A} \quad (\text{Turazza})$$

$$2) T_c = 1,27 * \sqrt{A} / \sqrt{I} \quad (\text{Ventura})$$

Ove

T_c è il tempo di corrivazione espresso in ore

A è l'area del bacino scolante espressa in Km^2

I è la pendenza media del bacino scolante espressa in m/m , e nel nostro caso è pari a $0,003$

Quindi si ha rispettivamente:

per $A1$

$$1) T_c = 0.79 = 47 \text{ min}$$

$$2) T_c = 0.007 = 1 \text{ min}$$

per $A2$

$$1) T_c = 0.77 = 46 \text{ min}$$

$$2) T_c = 0.007 = 1 \text{ min}$$

Si stabilisce quindi di considerare un tempo di corrivazione rispettivamente pari a 24 min.

Per il calcolo delle Portate di massima piena e per assegnati tempi di ritorno ispirati dal metodo razionale, si sono dati più elementi utili di raffronto caratterizzati da diversi tempi di corrivazione forniti da formule ispirate da Viparelli, Pezzoli ecc.

Lo studio di che si tratta è basato sul metodo Pezzoli che ottiene dati più vicini alla realtà per la parte già esistente.

Analisi della portata di piena

In funzione del tempo di corrivazione si ottengono le seguenti altezze di pioggia intensa:

$$T_c = 24 \text{ min}$$

H di pioggia intensa in mm $29,20$ (si effettua l'analisi solo per il bacino di maggiore estensione).

$$\text{Da } h = 41,45 t^{0,3820} \text{ per un } T \text{ di ritorno per } 5 \text{ anni}$$

Per quanto riguarda il coefficiente di deflusso, si considera la morfologia del terreno

- C^* = coefficiente di piena che tiene conto della trasformazione delle piogge in piogge efficaci, della disuniformità delle piogge nel tempo e nello spazio e della propagazione dell'onda di piena;

Valutazione del coefficiente di piena

La determinazione del valore del coefficiente di piena, C^* si ottiene mediante la seguente relazione di tipo sperimentale che si applica ai bacini urbani:

$$C^* = 0,14 + 0,65 PI + 0,05 P_m = 0,33$$

in cui:

- PI = percentuale di area impermeabile sul totale dell'area servita dal tratto di collettore considerato (in questo caso pari al 40 %) e corrispondente con la superficie dell'insediamento;
- P_m = pendenza media della rete (pari a 0,001).

Calcolo della portata di piena

Per quanto riferito innanzi, i valori del coefficiente di piena, C^* , e del tempo di corrivazione, t_r , sono pari a:

$$C^* = 0,40$$

$$t_r = 24 \text{ min}$$

Il valore della media del massimo annuale dell'intensità di pioggia istantanea risulta rispettivamente:

$$Q_{A1} = V_{A1}/t = A_1 \times C^* \times H/t = 0,085 \text{ mc/sec}$$

Calcolo della portata massima defluente in fogna

Di seguito si riportano i calcoli della portata massima che può defluire attraverso la condotta comunale, in modo da verificare che l'immissione della portata proveniente dal piazzale dello stabilimento e dall'impianto di depurazione non vada ad alterare il regime idraulico dello stesso.

Dalla formula di resistenza di Gauckler- Strickler è possibile determinare la portata massima defluente, considerando come sezione di riferimento del canale quella circolare, impiegata in corrispondenza degli attraversamenti:

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

dove:

A = sezione idrica;

K_s = coefficiente di Strickler, funzione della natura delle pareti (in questo caso pari a 80, trattandosi di condotte in cemento ordinario); C = contorno bagnato;

R = raggio idraulico pari a A/C ;

i = pendenza della fogna.

Data la pendenza del fondo della fognatura ($p=0,5\%$), il diametro (600 mm) e fissato il grado di riempimento massimo (0,74), si determina la portata applicando la relazione.

Con $R=76$ mm la Q risulta pari a circa 0,08 m³/s.

Si utilizza tubazione da 600 mm di diametro per gli sversamenti in vasca di sedimentazione.

Pertanto, il rapporto tra la portata sversata nel tratto di fognatura e la portata massima defluente è pari a circa il 100%.

Per i collettori unici di fondo pozzetto in arrivo ai terminali di trattamento si utilizza il \varnothing 600 mm.

Per i collettori di distribuzione si utilizza il \varnothing 300 in via generale e maggiorato a \varnothing 400 nei casi di immissioni con flussi maggiori.

Verifica della vasca di sedimentazione

La funzione principale del comparto di sedimentazione della vasca monoblocco è quella di stoccare la prima acqua raccolta e di impedire che arrivi direttamente nel sistema di smaltimento previsto negli strati superficiali del sottosuolo.

Le acque meteoriche relative ai primi 5 mm di pioggia, raccolte dalla rete a servizio dell'area di raccolta (le cui superfici sono rispettivamente di circa 10500 mq e 10000 mq), sono convogliate all'interno della descritta vasca. Per il bacino considerato (si fa riferimento alla estensione più grande), il volume corrispondente ad una precipitazione di 5 mm è pari a:

$$V_{\text{prima pioggia}} = A_{\text{ridotta}} \cdot 5 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 10500 \times 0,50 \times 0,005 = 26,25 \text{ m}^3$$

Coefficiente di deflusso = 0,50 con un rapporto del 40% tra superfici pavimentate e non.

Portata di prima pioggia

Il valore della portata di prima pioggia è pari a:

$$Q_{\text{prima pioggia}} = V_{\text{prima pioggia}} / t_c$$

dove t_c è assunto pari a 24 minuti;

si ottiene pertanto:

$$Q_{\text{prima pioggia}} = 26,25 / 1440 = 18,23 \text{ l/s}$$

Dunque il volume delle acque di prima pioggia $V = 26,25 \text{ mc}$.

$$\text{Il tempo critico } t_{c \text{ (ore)}} = 0,40$$

La portata o carico idraulico = 0,01823 mc/sec

Dimensionamento dei comparti di dissabbiatura e di disoleazione

Il principio di funzionamento del pozzetto di dissabbiatura si basa sul processo di sedimentazione che sfrutta la forza di gravità per separare le particelle solide sedimentabili, caratterizzate da peso specifico maggiore di quello dell'acqua, e che sono in grado di depositarsi sul fondo della vasca in tempi sufficienti.

Affinché le particelle solide possano sedimentare efficacemente sul fondo della vasca occorre pertanto:

assicurare un tempo di detenzione minimo;

verificare che il carico idraulico superficiale, inteso come rapporto tra la portata Q e la superficie della vasca S , non sia superiore alla velocità di precipitazione delle particelle che si vuole far sedimentare.

Per stimare la velocità v_s di precipitazione delle sabbie si fa riferimento alla nota legge di Stokes, per la quale vale la relazione:

$$v_s = \frac{g(\rho_s - \rho_a)D^2}{18\mu}$$

dove:

g = accelerazione di gravità;

ρ_s = peso specifico delle particelle;

ρ_a = peso specifico dell'acqua;

D = diametro delle particelle;

μ = viscosità cinematica dell'acqua (pari a $1,003 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ a temperatura di 15 °C)

All'interno delle vasche di calma, pertanto, tutte le particelle di tipo granuloso che hanno velocità di sedimentazione superiore al carico idraulico superficiale vengono trattenute e raccolte sul fondo.

Il principio di funzionamento dell'impianto è pertanto il seguente:

i reflui affluiscono in settori posti in serie in cui si effettua la sedimentazione dei fanghi pesanti (sabbie e terriccio).

Nel presente caso, imponendo un tempo di detenzione minimo nel pozzetto non inferiore a 5 minuti (300 secondi), si ricava il volume utile necessario al trattamento:

$$V \text{ utile} = Q \text{ prima pioggia} \times t \text{ detenzione} = 5,47 \text{ m}^3$$

Si adotta un impianto costituito da 2 moduli per complessivi utili 550x300 h230 cm, (prima vasca 4,00x3,00x2,30= 27,60 mc) idoneo a servire aree fino a 12500 m e portata massima fino a 30,66 l/s asservito al tempo di corrivazione.

Eguagliando il valore del carico idraulico superficiale (Q/S) alla velocità di sedimentazione nella formula di Stokes, si ha il diametro minimo delle particelle solide che sedimentano nella vasca e che risulta di D=0,40 mm.

La verifica dell'efficacia del trattamento di sedimentazione viene svolta sulla vasca, in funzione della portata di pioggia critica, in modo da avere migliori garanzie del rispetto delle norme in materia di tutela ambientale. Una volta avvenuta la sedimentazione che sfrutta la forza di gravità per separare dall'acqua le particelle solide sedimentabili caratterizzate da un peso specifico maggiore di quello dell'acqua, un sistema a galleggiante nell'ultimo grembo di travaso delle acque chiarificate, permette lo svuotamento dell'intera vasca attraverso il circuito a by-pass con sversamento nel pozzetto di testata del primo pozzo ad infiltrazione.

DIMENSIONAMENTO DEI POZZI AD INFILTRAZIONE IN ROCCIA ANIDRA

Per lo smaltimento delle acque meteoriche si prevedono una serie di pozzi assorbenti (drenanti) attestati nella roccia anidra ad una profondità tale da garantire un franco di sicurezza tra il punto di immissione ed il tetto della falda acquifera sottostante, in grado di assicurare la protezione della falda stessa. Per il dimensionamento delle vasche si è fatto riferimento all'evento critico di pioggia nelle 24h, ed ai dati ricavati dalla relazione geologica, che per il nostro tipo di terreno, fissa i valori di permeabilità mediamente pari a $k = 1,00 \times 10^{-4}$ m/sec. La portata di smaltimento dei pozzi è calcolata mediante la formula :

(1) Sieker

$$Q = k \cdot b^2 \cdot \left(Ht \frac{h}{b} + 3 \right)$$

dove:

Q = portata assorbita

k = coefficiente di permeabilità

b = lato della base del pozzo considerata quadrata

h = altezza utile del pozzo

Ht = piezometrica utile rispetto al franco di falda

A favore di sicurezza nella misurazione dell'area di base attraverso cui avviene la dispersione delle acque si è esclusa la superficie occupata dagli elementi di fondazione.

Le acque defluenti nel pozzo sono sottoposte a monte da trattamento di sedimentazione e vagliatura, all'interno di apposite di vasche di calma in cui sfocia l'ultimo tratto del collettore della fognatura; questo nell'ottica del vigente quadro normativo che pone la massima attenzione ai problemi correlati ai carichi inquinanti generati dalle acque di dilavamento delle superfici del bacino, che sono riconosciute come altamente inquinanti, individuate come l'acqua di prima pioggia.

Prevedendo dei parametri dimensionali di un pozzo anidro corrispondenti a:

- Profondità nel terreno ml 17,00 da p.c. di cui h utile pari a ml 12,00;
- Diametro utile ai fini dell'infiltrazione delle acque nel terreno pari a Ø 800 mm;
- Ht prudentemente pari a 20 ml

Si ha una capacità di esitazione del pozzo in roccia anidra pari a $Q_p = 0,017$ mc/s.

Per ogni bacino e per ogni recapito finale si utilizzeranno 4 pozzi disperdente in roccia anidra del Ø 800 mm utile e per una profondità utile nel terreno pari a 12 ml (per altezza utile si intende la parte che esita nella calcarenite di Gravina scarsamente cementata posta a circa ml 5,00 da piano di campagna) collegati da una trincea drenante di lunghezza pari a ml 25,00, della larghezza utile di ml 0.90 posta a profondità di ml 5,00 e che da una capacità di esitazione in roccia anidra pari ad un pozzo di infiltrazione come sopra progettati.

Il tecnico

ing. Antonio Verdesca
Geom. Sandro Pagano
Geom. Luca Conte
UTC - Copertino (Le)