

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. TECNOLOGIE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA

RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI

LOTTO 2 - TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO - CHIETI

SSE Manoppello

Relazione dimensionamento rete idrica

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	A	4	S	0	2	D	1	8	C	L	S	E	0	4	0	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	M.Brandimarte <i>[Signature]</i>	Giugno 2019	N. Carones <i>[Signature]</i>	Giugno 2019	T. Paolletti <i>[Signature]</i>	Giugno 2019	G. Guidi Bufarini Giugno 2019 <i>[Signature]</i>

ITALFERR S.p.A.
 U.O. TECNOLOGIE CENTRO
 Ing. Guido Bufarini
 Ordine Ingegneri Provincia di Chieti
 n° 17812

INDICE

1. PREMESSA E SCOPO	3
2. ANALISI IDROLOGICA DELLE PIOGGE INTENSE	4
3. STIMA DELLE PORTATE DI PIENA.....	6
4. SISTEMA DI SMALTIMENTO ACQUE NERE	9
5. COMPONENTI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	13
6. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO.....	17

1. PREMESSA E SCOPO

Scopo del presente documento è quello di descrivere le soluzioni progettuali e il dimensionamento della rete idrica da realizzarsi nell'area del piazzale della nuova SSE di Manoppello, prevista sulla tratta Pescara Porta Nuova – Chieti, opera che si configura all'interno di un più vasto intervento volto alla velocizzazione dell'intera linea ferroviaria Roma – Pescara.

In questa relazione vengono esposti i criteri che portano alla definizione degli eventi pluviometrici critici per il dimensionamento dei manufatti e, successivamente, il dimensionamento idraulico degli stessi.

Le caratteristiche di dettaglio e la descrizione dei singoli elementi sono desumibili dall'elaborato grafico:

IA4S02D18P9SE0400003 – Piazzale di SSE/Smaltimento acque di piazzale e allacciamento servizi.

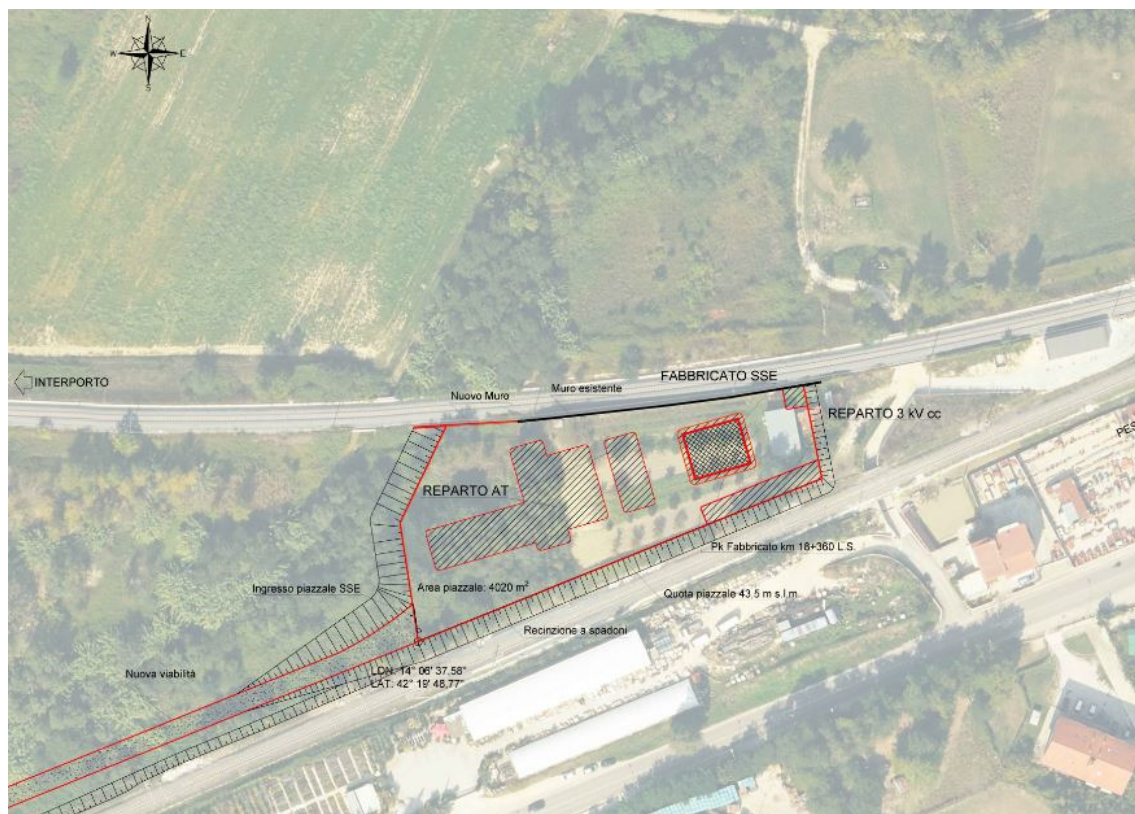


Figura 1-1 – Immagine satellitare generale dell'area in oggetto.

2. ANALISI IDROLOGICA DELLE PIOGGE INTENSE

Nel calcolo di dimensionamento delle reti di smaltimento delle acque di piazzale, la portata d'acqua da far defluire dipende dall'intensità di precipitazione, definita come il rapporto tra l'altezza di pioggia h e la durata t della stessa.

La portata massima da smaltire si ottiene quando nella sezione di deflusso arrivano tutti i contributi di tutte le parti che formano la superficie.

Tale intervallo di tempo è definito tempo di corrivazione t_c e più semplicemente rappresenta il tempo che la goccia d'acqua più lontana impiega a raggiungere la sezione di chiusura del sistema di drenaggio.

Sulla base di quanto sopra, nella elaborazione dei dati pluviometrici per la determinazione della portata massima è necessario considerare precipitazioni con durata dell'ordine del tempo di corrivazione.

In presenza di superfici scolanti, come nel caso in esame, il tempo di corrivazione è dell'ordine di qualche decina di minuti, pertanto occorre analizzare le precipitazioni brevi ed intense, con durata massima di circa un'ora.

La relazione che intercorre tra l'altezza di precipitazione h e la durata di pioggia t , è rappresentata da una curva che prende il nome di curva di possibilità pluviometrica (o climatica) la quale viene ricavata dall'elaborazione statistica di un cospicuo numero di registrazioni delle precipitazioni di diversa durata.

Le curve di possibilità pluviometrica sono ricavate anche in funzione del tempo di ritorno T_r , ovvero l'intervallo di tempo nel quale l'evento meteorico viene mediamente superato; o più semplicemente la probabilità che l'evento considerato non venga superato.

In bacini imbriferi di limitata estensione e di relativa rapidità dei deflussi, i tempi di concentrazione sono brevi e di conseguenza le precipitazioni che interessano sono le piogge intense di durata breve con tempi inferiori all'ora. Tale aspetto assume una notevole importanza nel dimensionamento del drenaggio di piattaforma. L'utilizzo della legge valida per durate maggiori dell'ora risulta spesso troppo cautelativa.

I tempi di ritorno (Tr) prescritti dal Manuale di Progettazione ferroviaria variano infatti a seconda del tipo di manufatto idraulico:

- Drenaggio della piattaforma (cunetta, tubazioni..):

	Tr [anni]
Linea ferroviaria	100
Deviazione stradali	25

- Fossi di guardia:

	Tr [anni]
Linea ferroviaria	100
Deviazione stradali	25

- Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

	S [Km ²]	Tr [anni]
Linea ferroviaria	S ≥ 10	300
	S < 10	200
Deviazioni stradali	-	200

Per la definizione delle portate transitanti nei sistemi di drenaggio si utilizza il metodo cinematico, utilizzando una curva di possibilità pluviometrica a tre parametri relativa ad un tempo di ritorno pari a 25 anni.

I parametri caratteristici della curve sono ottenuti a partire dai dati di precipitazione della zona pluviometrica omogenea in cui ricade la sottostazione elettrica di progetto.

In particolare la curva di possibilità pluviometrica da utilizzare è:

$$i = \frac{a}{(b + t)^m}$$

Con:

- a = 55,984 mm/h
- b = 0,11073 h
- m = 0,69052
- t = (10/60) h

L'intensità di pioggia vale quindi $i = 135,7078$ mm/h.

3. STIMA DELLE PORTATE DI PIENA

Per un dimensionamento della rete di drenaggio dei piazzali occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di preassegnata frequenza probabile, assunto come sollecitazione di progetto.

Come già illustrato in precedenza, le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile (nei seguenti calcoli è stato impostato un valore di riempimento massimo pari al 50% essendo in questo caso utilizzate condotte esclusivamente di diametro uguale o inferiore a 500mm).

Si è proceduto attraverso l'applicazione del modello cinematico lineare (comunemente utilizzato per il calcolo di progetto e di verifica delle fognature bianche a servizio di aree scolanti in cui siano trascurabili gli effetti di laminazione). Si adotta un modello di trasformazione afflussi-deflussi del tipo deterministico razionale, in considerazione delle modeste dimensioni delle superficie scolanti.

Il modello cinematico o della corrivazione si basa sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un fenomeno di trasferimento della massa liquida;
- ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
- la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse scorre indipendentemente dalle altre;
- la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari, provenienti dalle singole aree del bacino, che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura (funzionamento sincrono a favore di sicurezza).

Ne consegue che esiste un tempo di corrivazione t_c caratteristico del bacino, che rappresenta il tempo necessario affinché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura; si può dimostrare che la portata massima al colmo nella sezione di chiusura del bacino si ottiene per piogge di durata pari proprio al tempo t_c , nell'ipotesi che la curva aree–tempi sia lineare e che la pioggia sia uniformemente distribuita nel tempo e nello spazio.

La determinazione dell'intensità di pioggia i è subordinata al calcolo del tempo di corrivazione del bacino ed alla ricerca dei dati idrologici relativi all'area in esame.

Per una fognatura urbana il tempo di corrivazione t_c può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata e risulta dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

t_a = tempo di accesso alla rete;

t_r = tempo di rete.

Il tempo di accesso è sempre di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la sua natura, le caratteristiche pluviometriche ed il livello di realizzazione dei drenaggi.

In ogni caso, il valore normalmente assunto nella progettazione varia entro l'intervallo 5 ÷ 15 minuti, assumendo i valori più bassi per le aree impermeabili di minore estensione, più attrezzate e di maggiore pendenza ed i valori più alti per i casi opposti, compresi i drenaggi dei versanti tramite fossi di guardia. Ciò permette di tenere in conto il forte effetto d'invaso che si ha nelle superfici stradali che scolano nelle cunette all'inizio della precipitazione:

Il tempo di rete t_r viene calcolato, invece, come somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria, facendo riferimento alle velocità di moto uniforme v_u che assume la portata di piena nelle singole canalizzazioni:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{ui}}$$

nella quale la sommatoria va estesa a tutti i rami che costituiscono il percorso più lungo della rete fognaria.

Per il dimensionamento esecutivo delle sezioni terminali dei collettori, si dovrà determinare, per ogni sezione di verifica, l'area totale sottesa S ed il coefficiente d'afflusso medio pesato φ , il tempo di accesso t_a ed il tempo di corrivazione t_c come somma di t_a e del tempo di rete t_r di primo tentativo. Noto t_c , si determinerà l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione e quindi la portata al colmo di piena in funzione della quale si proporzionerà lo speco e si calcolerà la velocità di moto uniforme corrispondente, procedendo, iterativamente, fino a quando la velocità calcolata non coincida con quella stimata al passo precedente.

La portata di massima piena è direttamente dedotta dal metodo cinematico, nell'ipotesi che la durata della pioggia critica sia pari al tempo di corrivazione t_c :

$$Q = \frac{\varphi \cdot h \cdot S \cdot 10^6}{3600 \cdot t_c}$$

dove:

- Q : portata di massima piena (in m³/s);
- S : superficie scolante (in km²);
- h : altezza di pioggia (in m);

- τ_c : tempo di corrivazione (in ore);
- φ : coefficiente di deflusso.

Il tempo di corrivazione nel caso del piazzale di Manoppello viene stimato pari a 10 minuti.

Si precisa inoltre che la pendenza longitudinale del fondo delle condotte e delle canalette non sarà in tutti i casi inferiore allo 0,2% (imposto dal Manuale di progettazione RFI), valore prescritto al fine di impedire la sedimentazione di eventuale materiale solido trasportato.

4. SISTEMA DI SMALTIMENTO ACQUE NERE

Il fabbricato necessita di adeguati impianti sanitari e quindi di un sistema di raccolta e allontanamento delle acque reflue.

Il dimensionamento del sistema di smaltimento delle acque reflue è stato effettuato studiando la composizione degli ambienti e sulla base di riferimenti normativi e valori di letteratura sono stati stimati gli abitanti equivalenti. Sulla base dei modelli disponibili in commercio sono stati proposti sistemi con le dimensioni minime da prevedere per il corretto trattamento delle acque. In particolare:

Abitanti equivalenti. Il concetto di Abitante Equivalente (AE) è utile per esprimere il carico di una particolare utenza dell'impianto di depurazione, in termini omogenei e confrontabili con le utenze civili. L'equivalenza si può riferire al carico idraulico, o al carico in solidi sospesi o, nel caso più frequente, al carico organico espresso come BOD5.

E' un concetto convenzionale basato su un apporto medio di un utente tipo pari a 60 g/BOD5 per abitante (D.Lvo 152/2006) ma estremamente utile in quanto permette di confrontare facilmente il carico di varie utenze anche molto eterogenee tra loro, esprimendo ciascuna utenza con il suo carico di "abitanti equivalenti".

La portata media nera è stimata secondo la relazione:

$$Q_n = \phi * D * N_{ab} / 86400$$

In cui:

ϕ , coefficiente di afflusso (apporto pro-capite in fognatura derivante dall'uso dell'acqua distribuita dall'acquedotto; usualmente pari a 0.8);

D, dotazione idrica espressa in l/ab*g (d è pari a 250 l/ad*g);

N, numero di abitante equivalente.

La portata nera di punta è data dalla relazione:

$$Q_n = (P_g * P_o * \varphi * D * N_{ab}) / 86400$$

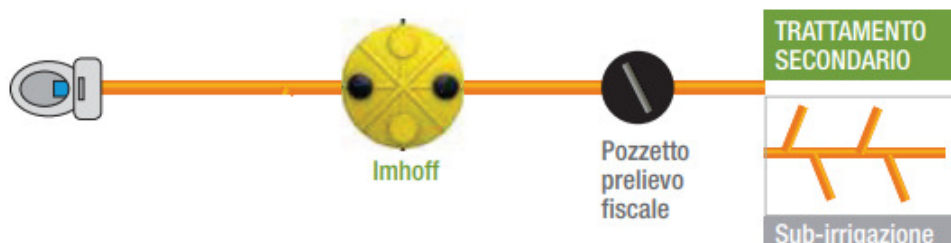
in cui sono P_g e P_o il coefficiente di punta giornaliero e orario posti abitualmente pari a 1.5.

Per il calcolo degli abitanti equivalenti si utilizza la tabella di conversione riportata nel seguito che permette in funzione della tipologia di utenza di determinare il numero di abitanti equivalenti. La tabella è conforme a quanto prescritto da D.Lgs 152/06.

Tipo di utenza	Abitanti equivalenti
Abitazioni	1 a.e. ogni persona
Alberghi, agriturismi, villaggi turistici	1 a.e. ogni persona + 1 a.e. ogni 3 addetti
Campeggi	1 a.e. ogni 2 persone + 1 a.e. ogni 3 addetti
Ristoranti	1 a.e. ogni 3 coperti + 1 a.e. ogni 3 addetti
Bar	1 a.e. ogni 10 clienti + 1 a.e. ogni 3 addetti
Cinema, teatri, sale convegni	1 a.e. ogni 10 posti + 1 a.e. ogni 3 addetti
Scuole	1 a.e. ogni 6 alunni
Uffici, negozi, attività commerciali	1 a.e. ogni 3 impiegati
Fabbriche, laboratori	1 a.e. ogni 2 lavoratori

Nel progetto in essere il dimensionamento farà riferimento a 2 a.e..

Lo schema generale di funzionamento è quello descritto in figura seguente:



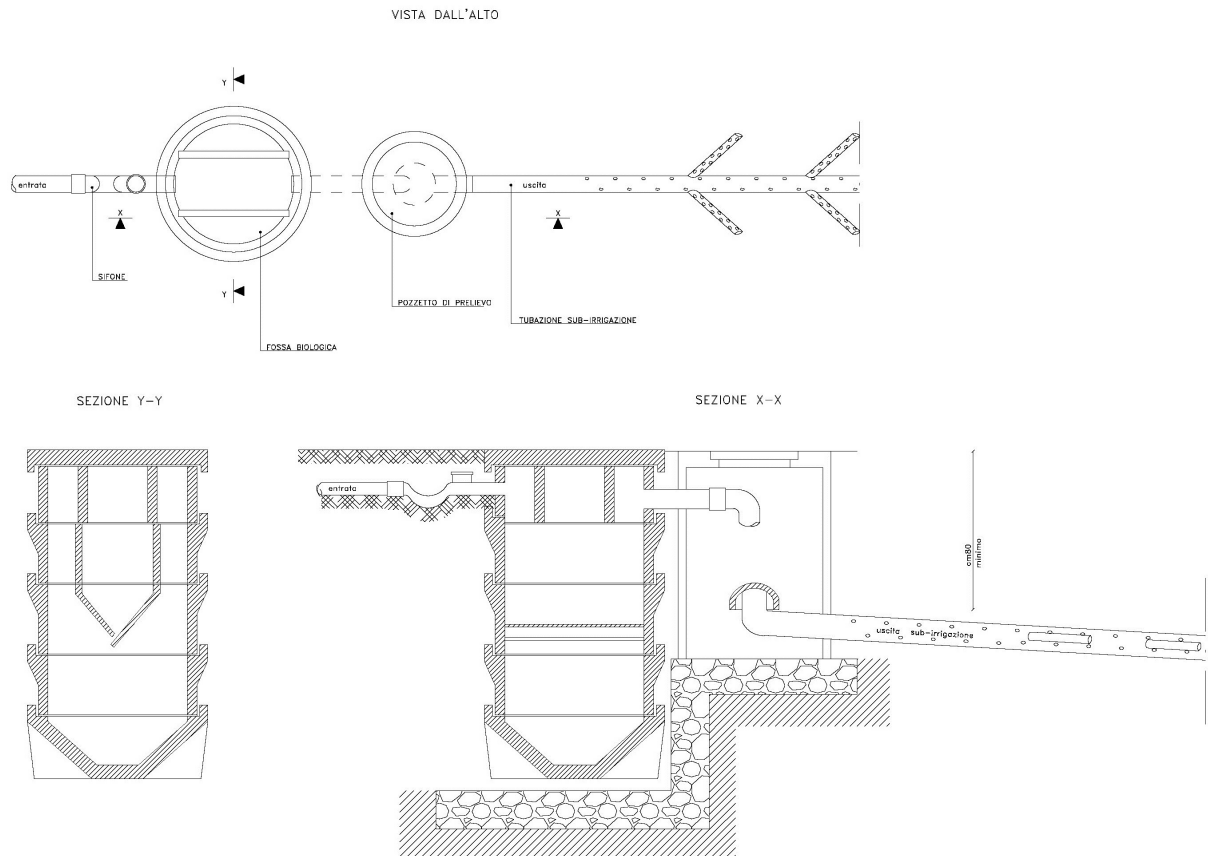


Figura 4-1 - Schema di trattamento con sub-irrigazione.

VASCA IMHOFF

Le vasche di tipo Imhoff devono essere costruite a regola d'arte, sia per proteggere il terreno circostante e l'eventuale falda (in quanto sono anch'esse completamente interrato), sia per permettere un idoneo attraversamento del liquame nei vari scomparti; dal primo scomparto si deve permettere un'ideale raccolta del fango nel secondo scomparto sottostante e l'uscita continua, come l'entrata, del liquame chiarificato. Il liquame grezzo entra con continuità, mentre quello chiarificato esce.

SUB-IRRIGAZIONE

La dispersione negli strati superficiali del terreno (sub-irrigazione) dei reflui civili è un particolare sistema di trattamento e smaltimento dei liquami che può essere adottato qualora non siano disponibili corpi recettori idonei e qualora le caratteristiche del suolo e del sottosuolo non presentino controindicazioni, come nel progetto in essere.

Tale metodologia consiste nell'immissione del liquame stesso, tramite apposite tubazioni, direttamente sotto la superficie del terreno ove viene assorbito e gradualmente assimilato e degradato biologicamente in condizioni aerobiche. Il liquame chiarificato, proveniente dalla fossa Imhoff mediante condotta a tenuta, perviene in un pozzetto, anch'esso a tenuta, dotato di sifone di cacciata che serve a garantire una distribuzione uniforme del liquame lungo tutta la condotta disperdente e consente un certo intervallo tra una immissione di liquame e l'altra nella rete di sub-irrigazione, in modo tale da agevolare l'ossigenazione e l'assorbimento del terreno. Il fango verrà asportato dalla vasca Imhoff con periodicità almeno trimestrale ad opera di ditte autorizzate allo smaltimento.

La condotta disperdente è realizzata in elementi tubolari continui in P.V.C. pesante, del diametro di 125 mm e con fessure, praticate inferiormente e perpendicolarmente all'asse del tubo, distanziate 20 - 40 cm e larghe da 1 a 2 cm. La condotta disperdente avrà una pendenza compresa fra lo 0.2% e 0.5%.

Essa dovrà essere posta in trincea di adeguata profondità, non inferiore a 60 cm e non superiore a 80 cm, con larghezza alla base di almeno 40 cm. Il fondo della trincea per almeno 30 cm è occupato da un letto di pietrisco di tipo lavato della pezzatura 40/70. La condotta disperdente viene collocata al centro del letto di pietrisco. La parte superiore della massa ghiaiosa prima di essere coperta con il terreno di scavo, dovrà essere protetta con uno strato di materiale adeguato che impedisca l'intasamento del terreno sovrastante ma nel contempo garantisca l'aerazione del sistema drenante, attraverso il cosiddetto "tessuto non tessuto".

Lo sviluppo della condotta disperdente, in funzione della natura del terreno, si assume pari a 2-4 m per AE.

In progetto è prevista che la posa della tubazione della sub-irrigazione avverrà in una trincea con riempimento in pietrisco. La tubazione ha uno sviluppo di 6 m e la trincea in totale ha una lunghezza di circa 10 m.

Lungo l'asse della condotta disperdente saranno messe a dimora piante sempreverdi ad elevato apparato fogliare (tipo lauroceraso, pitosforo, oleandro, etc.) che consentono il rapido smaltimento del liquido chiarificato per evapotraspirazione.

5. COMPONENTI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

Le acque della copertura e delle superfici impermeabili sono raccolte all'interno dei pozzetti e da questi, attraverso una rete di collettori in PVC inviate al recapito finale. La quota minima di ricoprimento è stata impostata pari a -0.90m rispetto al piano di calpestio del piazzale.

Pluviali

La superficie totale delle coperture in progetto è pari a 200 mq. Le acque provenienti dai tetti vengono raccolte tramite pluviali e quindi convogliate tramite tubazioni ai pozzetti di raccolta. Nel fabbricato il tetto è a doppia falda quindi si dispongono 4 pluviali complessivamente, 2 su ciascun lato lungo dell'edificio.

Per il calcolo dei canali di gronda e dei pluviali si fa riferimento alla norma UNI EN 12056 "Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici – Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo". Facendo riferimento a questa normativa si ottiene:

Capacità della bocca di efflusso circolari:

$$Q_o = K_o D^2 h^{0.5}/15000 \text{ (l/s)}$$

dove:

- Q_o = capacità della bocca di efflusso (l/s);
- D = diametro efficace della bocca di efflusso (mm);
- k_o = coefficiente di scarico (1 per scarico libero, 0.5 in presenza di filtri);
- h = carico alla bocca di efflusso (mm) = $W * F_h$;
- W = altezza al di sotto della linea d'acqua di progetto;
- F_h = coefficiente di carico alla bocca (pari a 0.47 se $S/T = 1$) come si può evincere dalla Figura 2.

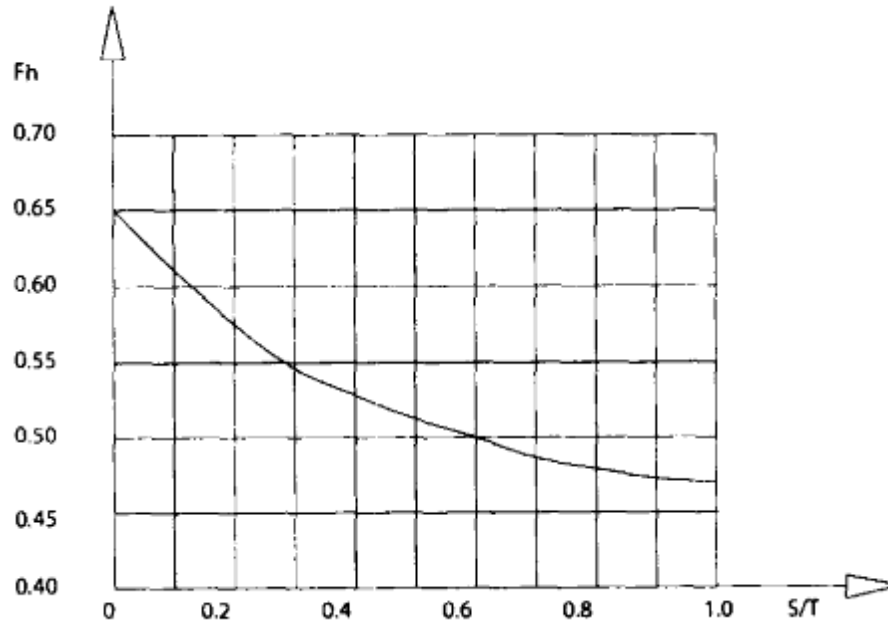


Figura 5-1 - Dimensionamento pluviali

Per l'identificazione di S e T si rimanda alla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

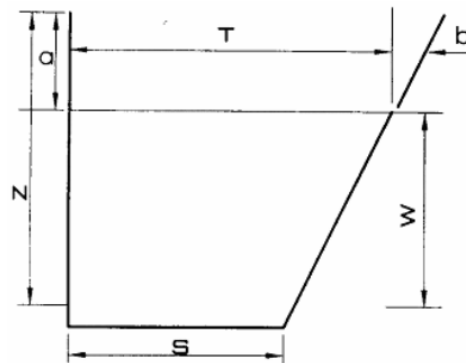


Figura 5-2 - Grondaia.

La portata di progetto di un pluviale verticale a sezione circolare si calcola con la formula di Wylie Eaton:

$$Q_P = 2.5 \cdot 10^{-4} \cdot k_0^{-0.167} \cdot d_i^{2.667} \cdot f^{1.667}$$

dove:

- Q_p = capacità del pluviale (l/s);
- k_0 = scabrezza del pluviale pari a 0.25 mm;
- d_i = diametro interno del pluviale (mm);
- f = grado di riempimento di norma pari a 0.33.

Capacità idraulica bocca di efflusso						Capacità idraulica pluviale				
Q	D=D0	K0	h	W	Fh	Q0	k_0	D interno	Grado riemp	Capacità idraulica
l/s	mm		mm	mm		l/s	mm	mm		l/s
6.78	150	1	47	100	0.47	8.27	0.25	150	0.33	31.58

Di seguito i dettagli del collegamento pluviale-pozzetto:

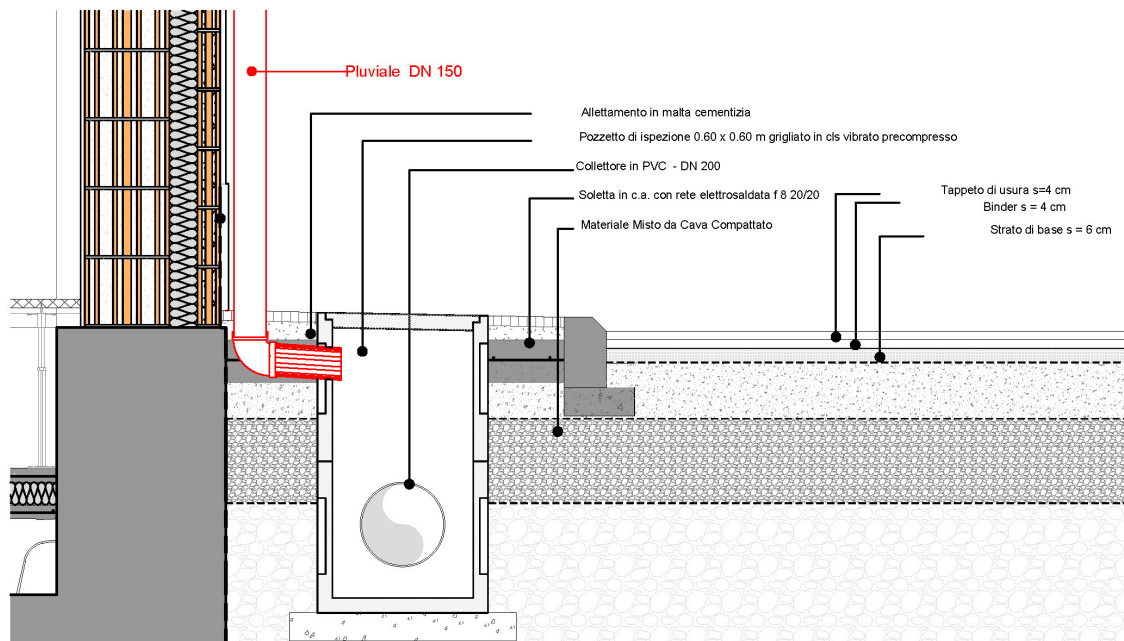


Figura 5-3 - Dettaglio collegamento pluviale-pozzetto

Tubazioni

Sul piazzale della sottostazione è previsto un sistema di drenaggio con raccolta puntuale delle acque, costituito da pozzetti ispezionabili 0.80 x 0.80 m in cls vibrato precompresso, con caditoie grigliate in ghisa carrabile di classe D400.

I pozzetti sono prefabbricati, realizzati in calcestruzzo e dotati di chiusini in ghisa sferoidale classe UNI EN 124 D400.

I collettori che ricevono i contributi meteorici dalle caditoie poste al di sotto dei piazzali sono delle condotte in PVC di diametro variabile da un minimo di DN 200 ad un massimo di DN 500 con rigidità anulare SN 8 (8 kN/m²).

Per le condotte disposte al di sotto del piazzale carrabile, gli spessori di ricoprimento minimi sono pari ad 0.9 m. Le condotte disposte al di sotto dei piazzali pedonali hanno ricoprimenti inferiori (0.9 m). Per tutte le condotte è previsto un rinfilanco in sabbia o in pietrisco con granulometria massima pari a 10 mm. L'interasse massimo tra una caditoia e la successiva viene mantenuto pari a 20 m. La verifica eseguita è volta a rispettare le seguenti condizioni:

- $A_{rid} / A_c < 0,70$ il grado di riempimento delle condotte deve essere tale che il rapporto tra la sezione bagnata e la sezione piena della condotta sia minore di 70% per le condotte con diametro maggiore di 500 mm, per quelle minori si imposta un grado di riempimento massimo di 50%.
- $0,50 < v_{eff} < 5,00$ m/s al fine di preservare l'integrità delle tubazioni aumentandone di fatto la durabilità.

In allegato al presente documento sono riportate le tabelle di verifica dei rami principali delle reti di drenaggio. La tabella di verifica è suddivisa per recapito della rete di drenaggio e contiene la lunghezza del collettore, la pendenza del singolo tratto, la portata Q, il diametro nominale, il grado di riempimento, la velocità v in m/s e la tensione tangenziale dei singoli tratti.

6. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

Il sistema di drenaggio della sottostazione elettrica di Manoppello prevede una serie di linee di condotte, distinte come raffigurate in Figura 3:

- una linea (P1 – P19) che raccoglie le acque di pioggia nella parte sud-ovest del piazzale;
- una linea (P9 – P18) che raccoglie le acque di pioggia nella parte sud-est del piazzale e dove scaricano 2 dei 4 pluviali in arrivo dal fabbricato;
- una linea (P15 – P18) che raccoglie le acque di pioggia nella parte nord-est del piazzale e dove scaricano 2 dei 4 pluviali in arrivo dal fabbricato;
- una linea (P18 – P22) che raccoglie le acque di pioggia nella parte nord del piazzale;
- due tratti di condotta (P24 – P22 e P23 – P21) che raccolgono le acque drenate dalla parte nord-ovest del piazzale;

Il recapito individuato per lo scarico delle acque è costituito dal canale esistente in prossimità della sede della futura SSE (come visibile in figura).



Figura 6-1 – Recapito individuato per il piazzale oggetto di intervento.

Nella seguente tabella sono riportati i risultati della simulazione condotta, tenendo conto dei seguenti vincoli di progetto:

- la velocità minima di moto uniforme non deve essere inferiore a $0,5 \pm 0,6$ m/s, al fine di evitare il deposito di sedimenti sul fondo;
- la velocità massima non deve essere maggiore di 5 m/s, al fine di contenere i fenomeni di abrasione (Circolare n. 11633 del 07.01.1974 del Ministero dei Lavori Pubblici);
- il grado di riempimento deve essere non superiore al 50% per evitare che la condotta possa andare in pressione;
- Per la condotta di scarico si ammette un grafo di riempimento leggermente maggiore in considerazione del sicuro effetto di richiamo indotto dal moto idraulico del canale di convogliamento in scarpata.

Nodo iniziale	Nodo finale	S	S cumulata	K _s	Pendenza	Lunghezza collettore	Pendenza	Portata Q	DN	Riempimento y/D	Velocità v	Tensione tangenziale τ	Quote di scorrimento	
													monte	valle
		m ²	m ²	m ^{1/3} s ⁻¹	m/m	m	m/m	l s ⁻¹	mm	-	m s ⁻¹	Pa	m	m
P1	P2	320,00	320,00	80	0,006	17,00	0,01	10,9	315,00	0,256	0,77	2,61	-1,20	-1,30
P2	P3	310,00	630,00	80	0,006	17,00	0,01	21,4	315,00	0,364	0,94	3,48	-1,30	-1,40
P3	P4	280,00	910,00	80	0,006	17,00	0,01	30,9	315,00	0,445	1,04	4,04	-1,40	-1,50
P4	P5	200,00	1110,00	80	0,006	15,00	0,01	37,7	315,00	0,499	1,09	4,36	-1,50	-1,59
P5	P19	218,00	1328,00	80	0,006	15,00	0,01	45,1	400,00	0,386	1,14	4,62	-1,67	-1,76
P6	P7	50,00	50,00	80	0,006	8,00	0,01	1,7	200,00	0,186	0,50	1,25	-1,00	-1,04
P8	P7	50,00	50,00	80	0,006	7,00	0,01	1,7	200,00	0,186	0,50	1,25	-1,00	-1,03
P7	P9	0,03	100,00	80	0,006	4,00	0,01	3,4	315,00	0,144	0,55	1,56	-1,14	-1,17
P9	P10	170,00	270,00	80	0,006	15,00	0,01	9,2	315,00	0,235	0,74	2,43	-1,17	-1,26
P10	P11	205,00	475,00	80	0,006	12,00	0,01	16,1	315,00	0,314	0,87	3,09	-1,26	-1,33
P11	P18	190,00	665,00	80	0,006	12,00	0,01	22,6	315,00	0,375	0,95	3,56	-1,33	-1,40
P12	P13	50,00	50,00	80	0,006	8,00	0,01	1,7	200,00	0,186	0,50	1,25	-1,00	-1,04
P14	P13	50,00	50,00	80	0,006	7,00	0,01	1,7	200,00	0,186	0,50	1,25	-1,00	-1,03
P13	P17	0,00	100,00	80	0,006	4,00	0,01	3,4	315,00	0,144	0,55	1,56	-1,14	-1,16
P15	P16	255,00	255,00	80	0,006	16,00	0,01	8,7	315,00	0,228	0,73	2,37	-1,20	-1,29
P16	P17	200,00	455,00	80	0,006	16,00	0,01	15,4	315,00	0,307	0,86	3,04	-1,29	-1,39
P17	P18	100,00	655,00	80	0,006	15,00	0,01	22,2	315,00	0,372	0,95	3,54	-1,39	-1,48
P18	P19	135,00	1455,00	80	0,006	16,00	0,01	49,4	400,00	0,406	1,16	4,80	-1,56	-1,65
P19	P20	145,00	2928,00	80	0,006	15,00	0,01	99,3	500,00	0,430	1,39	6,25	-1,76	-1,85
P20	P21	330,00	3528,00	80	0,006	15,00	0,01	110,5	500,00	0,456	1,43	6,52	-1,85	-1,94
P23	P21	260,00	260,00	80	0,006	13,00	0,01	8,8	315,00	0,231	0,73	2,39	-1,20	-1,27
P21	P22	195,00	3713,00	80	0,006	8,00	0,01	126,0	500,00	0,492	1,48	6,85	-1,94	-1,99
P24	P22	330,00	330,00	80	0,006	17,00	0,01	11,2	315,00	0,260	0,78	2,65	-1,20	-1,30
P22	SCARICO	0,00	4043,00	80	0,006	5,00	0,01	137,2	500,00	0,517	1,51	7,07	-1,99	-2,02