

REALIZZAZIONE DI UN COMPARTO EDIFICATORIO COMPRENSIVO DI AREA DI CESSIONE PER FUTURA EDIFICAZIONE DELLA CASERMA PER LA GUARDIA DI FINANZA TRA VIA INDIPENDENZA E VIA F. DA RIMINI, AI SENSI DELL'ART. 53 L.R. 24/2017

Comune di CATTOLICA
47841, RN

PROGETTO
OO.UU.

Proprietà:
Immobile S.R.L.

Via Francesca da Rimini

SCALA GRAFICA -

DATA : 19/02/2020

TAVOLA I.03

PROGETTISTI

Arch. Marco Gaudenzi
Arch. Daniele Delbaldo
Arch. Luca Ferretti
Ing. Francesco Delbaldo

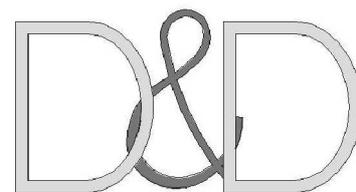
CONSULENTE OPERE IDRAULICHE

Ing. Marco Donati

OGGETTO

RETI FOGNARIE ACQUE METEORICHE
E DEVIAZIONE DEL FOSSO "VIVARE"

RELAZIONE TECNICA



architettura - ingegneria



via della Sanità 44 - 61121 Pesaro, Italy
tel. +39.0721.402105 - fax +39.0721.23206
www.marcogaudenzi.it
studio@marcogaudenzi.it

COMMITTENTE: IMMOBILE S.r.l.

**REALIZZAZIONE DI UN COMPARTO EDIFICATORIO
COMPRESIVO DI AREA DI CESSIONE PER FUTURA
EDIFICAZIONE DELLA CASERMA PER LA GUARDIA DI
FINANZA TRA VIA INDIPENDENZA E VIA F. DA RIMINI, AI
SENSI DELL'ART. 53 L.R. 24/2017**

RELAZIONE TECNICA GENERALE RETI DI FOGNATURA

Sommario

1. INQUADRAMENTO GENERALE	3
2. RETI DI FOGNATURA BIANCA	3
2.1. VASCHE DI LAMINAZIONE	4
3. FOGNATURA ACQUE NERE	6
4. DEVIAZIONE DEL CANALE VIVARE	6

1. INQUADRAMENTO GENERALE

L'area di intervento oggetto della presente relazione è costituita da un lotto attualmente ancora agricolo posto all'interno di un'area completamente urbanizzata della Città di Cattolica, con una superficie complessiva di circa 13.200 mq.

Il progetto prevede in dettaglio la realizzazione di un fabbricato a destinazione commerciale di complessivi mq 2.270 di superficie coperta, con relativi parcheggi, aree verdi e percorsi ciclopedonali facenti parte degli standards di urbanizzazione.

Dal punto di vista delle reti fognarie, mentre è stata prevista la realizzazione di una rete di raccolta delle acque meteoriche divisa in due parti, una parte per le aree private ed una per quelle che diverranno pubbliche ed aventi ciascuna un proprio recapito, di cui si dirà nel seguito, non è stata prevista la realizzazione di una rete nera in quanto il fabbricato si collegherà direttamente, previo trattamento in vasche tipo Imhof, all'allaccio di collegamento alla fognatura pubblica.

2. RETI DI FOGNATURA BIANCA

La fognatura di raccolta delle acque bianche è realizzata con tubazione in PVC con diametro che varia da DN315 a DN400.

Tutta la rete sarà realizzata in conformità agli Standard di qualità della rete di pubblica fognatura indicati dal gestore del S.I.I. (Hera).

In particolare saranno collocati pozzetti d'accesso disposti sui cambi di direzione e di geometria e comunque a distanze non superiori a 50 mt. Il pozzetto e la lastra di copertura sono di tipo prefabbricato in cls, dimensionati per sopportare carichi di prima categoria stradale. I chiusini e le caditoie installati in strada sono previsti in ghisa sferoidale ed idonei alla classe di carico D400, mentre risultano di classe C250 in banchina e nelle aree di parcheggio. Sono infine di classe B125 quelli installati in tutte le zone pedonali.

La raccolta delle acque bianche della sede stradale verrà effettuata da caditoie in ghisa poste ai 2 lati della strada e nei punti opportuni in corrispondenza di parcheggi ed aree di manovra, con un interasse di circa 20 m.

Tutte le caditoie, dotate di sifone ispezionabile, sono collegate alla rete fognaria con tubazione in PVC con diametro DN 160

Metodologia di calcolo

Per il dimensionamento e la verifica dei singoli tratti fognari si è utilizzato il metodo cinematico lineare. Si è proceduto schematizzando la rete con un foglio di calcolo tenendo conto delle formule di calcolo e procedendo con le necessarie iterazioni, essendo il tempo di corrivazione e la portata nel singolo condotto legati tra loro sia nella formula di calcolo della portata, che in quella di verifica della sezione.

Per stimare l'entità della portata alla sezione di chiusura del bacino drenante di ogni singola condotta si assume infatti l'ipotesi che la massima portata alla sezione di calcolo si verifichi per un tempo di pioggia coincidente con il tempo di corrivazione del bacino.

Dunque la portata massima in un generico nodo della rete che sottende un generico bacino risulta:

$$Q_i = \frac{\phi_i \times i_{ci} \times S_i}{360}$$

Dove:

Qi = portata massima in corrispondenza della sezione terminale del bacino (m³/s);

ϕ_i = valore medio ponderale del coefficiente di deflusso del bacino, determinato come media ponderale dei valori delle diverse tipologie di aree

S_i = superficie del bacino scolante (Ha)

i_{ci} = intensità media della pioggia espressa in mm/h, pari al rapporto tra l'altezza di pioggia critica ed il tempo di corrivazione t_c , calcolati come descritto nel seguito.

Per quanto riguarda il calcolo del coefficiente di deflusso si è proceduto, semplificando e schematizzando nel modo seguente le aree in gioco:

- | | |
|---------------------------------------|---------------|
| - Piazzali, tetti e aree pavimentate: | $\phi = 0,85$ |
| - parcheggi drenanti: | $\phi = 0,50$ |
| - aiuole e verde pubblico: | $\phi = 0,20$ |

Per mettere in relazione l'altezza di precipitazione (h) con la sua durata (t) per un dato tempo di ritorno (T_r), si utilizzano le curve di possibilità climatica, con un'equazione del tipo:

$$h = a \times t^n$$

I parametri delle curve a cui ci si è riferiti sono nel regolamento nell'Allegato tecnico al Regolamento del Consorzio di Bonifica della Romagna.

Per le reti di fognatura si è eseguito il calcolo per una pioggia con tempo di ritorno $T_r = 10$ anni per la quale

$$h = 43.23 \times t^{0.67} \quad (t_p < 1 \text{ ora})$$

$$h = 40,86 \times t^{0.28} \quad (t_p > 1 \text{ ora})$$

$T_r = 10$ anni

dove h è espresso in mm e t in ore.

Per la verifica delle sezioni idrauliche sulla base delle portate calcolate come sopra descritto, si utilizza la formula di Gauckler – Strickler:

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

dove:

K_s ($m^{1/3}/sec$) è il coefficiente di scabrezza

R (m) è il raggio idraulico

i indica la pendenza

A (m^2) è la sezione idraulica del collettore

I diametri risultanti da un pre-dimensionamento eseguito con questa procedura di calcolo, sono riportati nell'elaborato grafico di progetto.

2.1. VASCHE DI LAMINAZIONE

Per garantire l'invarianza idraulica del nuovo intervento, essendo presenti sia parti di parcheggi e strade che verranno cedute al Comune di Cattolica, che analoghe aree che resteranno in proprietà privata, verranno realizzati due distinti invasi per la laminazione delle portate di piena, una per la parte pubblica, ed una per la parte privata, come previsto dai regolamenti di Hera in casi del genere.

Anche la rete di raccolta dei discendenti pluviali del fabbricato commerciale verranno pertanto collegati alla vasca privata.

Il calcolo del volume di laminazione è stato effettuato con il metodo cinematico sulla base delle superfici di nuova impermeabilizzazione, salvo poi confrontare i risultati ottenuti con i valori minimi imposti dalla normativa (350 mc per ettaro di nuova impermeabilizzazione),

Utilizzando il metodo cinematico si calcola, per una pioggia con determinato tempo di ritorno, il tempo critico T_{cv} della vasca, vale a dire quella durata di pioggia che rende massimo il volume invasato.

In funzione di tale tempo critico e della portata massima in arrivo dalla rete (e quindi di tutti i parametri di cui sopra, compreso il tempo di corrivazione), si calcola il volume invasato totale, che è quello da assegnare alla vasca.

L'espressione del volume d'invaso risulta:

$$W = \varnothing * S * a * T_{cv}^n + (T_c * Q_u^2 * T_{cv}^{1-n}) / (\varnothing * S * a) - Q_u * T_{cv} - Q_u * T_c$$

Dove:

- W volume di laminazione
- \varnothing coefficiente di deflusso medio
- S superficie drenata
- a parametro curva di possibilità pluviometrica
- T_{cv} tempo critico della vasca
- T_c tempo di corrivazione del bacino
- Q_u portata massima in uscita dalla vasca (10,0 l/s ha)

Per determinare il volume di laminazione si è eseguito il calcolo per una pioggia con tempo di ritorno $Tr = 30$ anni per la quale

$$h = 54,64 \times t^{0,73} \quad (tp < 1 \text{ ora})$$

$$h = 51,09 \times t^{0,27} \quad (tp > 1 \text{ ora})$$

$Tr = 30$ anni

Per il calcolo del tempo di corrivazione si è stimato in entrambi i casi pari a 10 minuti, data la modesta estensione dei due bacini considerati.

Le superfici interessate dal calcolo e i relativi coefficienti di deflusso sono riassunte nelle seguenti tabelle:

Aree afferenti alla vasca pubblica

	Sup (mq)	\varnothing
Parcheggio - aree di manovra	2.137	0,850
Parcheggio - posti auto	700	0,500
Area di espansione per servizi alla collettività	1.449	0,750
Area a verde	2.802	0,200
TOTALE per calcolo vasca	7.088	0,538

Aree afferenti alla vasca privata

	Sup (mq)	\varnothing
Area carico/scarico - piazzale	750	0,850
Parcheggio - aree di manovra	1.066	0,850
Parcheggio - posti auto	573	0,500
Lotto commerciale (fabbricato e pertinenze)	3.751	0,850
TOTALE per calcolo vasca	6.140	0,817

Nella tabella che segue sono riassunti i risultati ottenuti con un foglio di calcolo che procede per successivi tentativi all'individuazione del tempo critico della vasca e del relativo volume di invaso:

Dati di progetto	
a	51,090
n	0,270

VASCA	NUOVA SUPERFICIE AFFERENTE (ha)	COEFF. DI DEFLUSSO	TEMPO DI CORRIVAZIONE (sec - min)		PORTATA SPECIFICA AL RICEITTORE (l/s ha)	PORTATA AL RICEITTORE (l/s)	TEMPO CRITICO DELL'INVASO (h : min)	VOLUME INVASO (mc)	VERIFICA VOLUME CON 350 mc/ha _{imp}
V pubblica	0,709	0,538	600	10,00	10,00	7,1	2 h : 28 min	183	133
V privata	0,614	0,817	600	10,00	10,00	6,1	4 h : 25 min	283	176

I volumi minimi da garantire sono pertanto pari a **183 mc per la parte pubblica e 283 mc per quella privata.**

Come si nota questi valori sono maggiori di quelli corrispondenti a 350 mc/ha, indicato dalle norme del PTCP (ultima colonna della tabella).

Stante la mancanza di aree verdi di dimensioni adeguate all'interno della porzione privata dell'intervento, e dall'andamento particolarmente acclive dell'area destinata a verde pubblico, il volume di laminazione sarà ottenuto per entrambe le situazioni tramite realizzazione di vasche modulari interrate in c.a. prefabbricato, ubicate come da planimetria di progetto con svuotamento a gravità, in considerazione della notevole profondità del riceitore, costituito appunto dal Fosso Vivare tombinato.

La regolazione della portata in uscita verrà effettuata per entrambe le vasche con dispositivo a galleggiante tipo Hydroslide in modo da garantire il rispetto dei vincoli fissati dai vigenti regolamenti.

3. FOGNATURA ACQUE NERE

Come anticipato in premessa, l'intervento in progetto si compone sostanzialmente di un unico fabbricato a destinazione commerciale posto all'incrocio tra le vie F. da Rimini e Indipendenza, mentre il resto del lotto sarà destinato a parcheggi. Non è pertanto prevista la realizzazione di una rete di fognatura pubblica interna al lotto, ma esclusivamente di n. 1 allaccio alla pubblica fognatura di Via F. da Rimini.

4. DEVIAZIONE DEL CANALE VIVARE

L'area interessata dal nuovo intervento edilizio confina, nel margine nord-orientale, con il Canale Consorziale Vivare che, in questo tratto, risulta tombinato con una coppia di condotti in cls DN 1000 realizzata negli anni '70 dal Comune di Cattolica. Dalle verifiche presso l'Ufficio Tecnico del Consorzio di Bonifica non risulta che tale manufatto sia mai stato autorizzato dal Consorzio.

Il percorso effettivo di posa della tubazione suddetta è stato ottenuto rettificando parzialmente l'originario tracciato della fossa che, per tale motivo, risulta ricadere in alcuni tratti al di fuori del

sedime demaniale originario, proprio nella zona (spigolo nord) in cui il lotto risulta più stretto ed in quota con le viabilità principali limitrofe (via Indipendenza e Via Francesca da Rimini).

In considerazione della destinazione commerciale del lotto, della sua posizione e conformazione, tale circostanza risulta particolarmente penalizzante per la possibilità di sfruttare pienamente la sua capacità edificatoria.

Per tale motivo si è ipotizzato di proporre, nell'ambito della realizzazione delle opere di urbanizzazione del lotto, un intervento di rifacimento del tombinamento intercettando le condotte esistenti all'inizio del tratto interferente con la proprietà privata, allontanandolo dal lotto privato, per poi ricongiungersi al tracciato originario circa 120 m a valle

Con tale intervento si provvederebbe anche a sostituire la "doppia" condotta con una sezione unica, in modo da ottimizzarne il funzionamento idraulico e ridurre il rischio di ostruzioni.

Il dimensionamento idraulico della nuova sezione è stato effettuato in modo da:

- Assicurare lo smaltimento di una portata non inferiore a quella della doppia sezione esistente;
- Evitare la formazione di rigurgiti verso monte;
- Limitare la formazione di depositi in caso di deflussi di magra (trattandosi di un collettore adibito a fognatura urbana)

Per tali motivi si è ipotizzato di realizzare il nuovo condotto con una TUBAZIONE IN CLS AUTOPORTANTE A BASE PIANA DN 1500 mm, dotata di giunti a bicchiere muniti di guarnizione tipo "Glipp".

Verranno realizzati n. 4 pozzetti di ispezione realizzati in c.a. in opera, che saranno posti in corrispondenza della sezione iniziale e finale della nuova tubazione (1+1) e 2 in corrispondenza delle deviazioni planimetriche.

A fine lavori il tracciato posto a cavallo della nuova condotta (1,5 m dall'asse per ciascun lato) , per i tratti non ricadenti all'interno del sedime originario, verrà frazionato ed intestato al Demanio idrico.

Per quanto sopra descritto, sia il proprietario dell'asta (Consorzio di Bonifica), come pure il gestore (Hera S.p.A.) conseguirebbero una serie di benefici dall'opera proposta in quanto:

- Migliorerebbe le caratteristiche di funzionamento idraulico;
- Migliorerebbe il comportamento statico (i tubi esistenti hanno ormai più di 40 anni di esercizio in condizioni ambientali particolarmente aggressive e ad una notevole profondità di posa);
- Migliorerebbe l'accessibilità per eventuali interventi manutentivi, aumentando il numero di ispezioni ed andando a collocare la tubazione in posizione facilmente accessibile dalla pubblica viabilità;
- Ripristinerebbe la corretta demanialità del tracciato

Per il dimensionamento idraulico si procede come descritto nel seguito.

Per la determinazione della portata massima smaltibile dalle tubazioni esistenti, si utilizza la formula di Gauckler – Strickler stabilendo un grado di riempimento h/D pari a 0,95:

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

dove:

K_s ($m^{1/3}/sec$) è il coefficiente di scabrezza

R (m) è il raggio idraulico

i indica la pendenza

A (m^2) è la sezione idraulica del collettore

Per la determinazione della pendenza del tratto esistente si è fatto riferimento alle due quote rilevate nei pozzetti E1.1 ed E1.2. A favore di sicurezza si è ipotizzato che la stessa pendenza (pari a 0,71 %) sia prolungata fino al punto di intersezione tra il nuovo e vecchio tracciato (pozzetto D4).

Così determinata la quota nel pozzetto D4 si è stabilita, in base alla lunghezza del nuovo tracciato, la pendenza della condotta di progetto che risulta pari a 0,64%.

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo e verifica delle sezioni.

CONDOTTA ESISTENTE ø1000 tratto di monte		
DN/De	1000	diametro nominale/esterno
D (mm)	1000,00	diametro interno
p	0,0071	pendenza media
Ks	70	coefficiente di scabrezza
Qp (mc/s)	1,837	Portata a bocca piena
vp (m/s)	2,34	velocità a bocca piena
Q (mc/s)	1,975	portata di progetto
Q (l/s)	1975,4	portata di progetto
hu/r	1,9	grado di riempimento
Ab (mq)	0,771	Area bagnata
Cb (m)	2,691	Contorno bagnato
v (m/s)	2,563	velocità di progetto
hu (m)	0,950	altezza di moto uniforme

Calcolo portata di un DN1000 con altezza di moto uniforme pari a 0,95 m

La massima portata smaltibile dalle due condotte esistenti al 95% di riempimento, aventi una pendenza di 0,71 % risulta quindi:

$$Q_{\text{esistente}} = 1.975,4 * 2 = 3.950,80 \text{ l/sec}$$

Per il nuovo tombinamento avremo invece:

DN/De	1500	diametro nominale/esterno
D (mm)	1500,00	diametro interno
p	0,0064	pendenza
Ks	70	coefficiente di scabrezza
Qp (mc/s)	5,144	Portata a bocca piena
vp (m/s)	2,91	velocità a bocca piena
Q (mc/s)	5,530	portata di progetto
Q (l/s)	5529,6	portata di progetto
hu/r	1,9	grado di riempimento
Ab (mq)	1,734	Area bagnata
Cb (m)	4,036	Contorno bagnato
v (m/s)	3,189	velocità di progetto
hu (m)	1,425	altezza di moto uniforme

Calcolo portata massima di un DN1500 con altezza di moto uniforme pari a 0,95 m

La massima portata smaltibile dalla nuova condotta DN1500 al 95% di riempimento, con una pendenza di 0,64 %, risulta quindi:

$$Q_{1500} = 5.529,60 \text{ l/sec} > Q_{\text{esistente}}$$

Procediamo ora a verificare invece le condizioni di funzionamento della nuova tubazione, con la massima portata veicolabile dalle condotte esistenti come sopra determinata:

DN/De	1500	diametro nominale/esterno
D (mm)	1500,00	diametro interno
p	0,0064	pendenza
Ks	70	coefficiente di scabrezza
Qp (mc/s)	5,144	Portata a bocca piena
vp (m/s)	2,91	velocità a bocca piena
Q (mc/s)	3,951	portata di progetto
Q (l/s)	3950,8	portata di progetto
hu/r	1,314	grado di riempimento
Ab (mq)	1,231	Area bagnata
Cb (m)	2,835	Contorno bagnato
v (m/s)	3,211	velocità di progetto
hu (m)	0,985	altezza di moto uniforme

Verifica del collettore DN1500 per la portata equivalente a n.ro 2 DN1000

In corrispondenza del transito della massima portata collettibile dalle 2 tubazioni DN 1000 di monte, il grado di riempimento h/D nella condotta DN1500 risulta pari a 0,657, corrispondente ad una altezza di moto uniforme di 0,985 m, **tale pertanto da non rigurgitare in maniera significativa le due sezioni DN1000 di monte.**

Procediamo infine a verificare le condizioni di deflusso nella nuova condotta in corrispondenza di portata di magra.

Ipotesizzando una portata minima di 20 l/sec risulta:

DN/De	1500	diametro nominale/esterno
D (mm)	1500,00	diametro interno
p	0,0064	pendenza
Ks	70	coefficiente di scabrezza
Qp (mc/s)	5,144	Portata a bocca piena
vp (m/s)	2,91	velocità a bocca piena
Q (mc/s)	0,020	portata di progetto
Q (l/s)	20,0	portata di progetto
hu/r	0,091	grado di riempimento
Ab (mq)	0,029	Area bagnata
Cb (m)	0,643	Contorno bagnato
v (m/s)	0,701	velocità di progetto
hu (m)	0,068	altezza di moto uniforme

Verifica velocità del collettore DN1500 in tempo di magra con $Q=20$ l/s

Da cui si desume che anche in condizioni di basse portate le velocità di deflusso nella tubazione DN 1500 sono comunque superiori a quelle necessarie per garantire condizioni di autopulizia (di norma 0,5 m/sec).