

COMMITTENTE

PIRANI GROUP S.r.l.

LOCALITÀ

CARPI (MO)
Tangenziale Bruno Losi - Via Quattro Pilastri

OGGETTO

PIANO PARTICOLAREGGIATO IN VARIANTE
AL P.R.G. VIGENTE PER L'ATTUAZIONE DEL
COMPARTO DI TRASFORMAZIONE F14

SALVATO 02/05/2022

Cotefa.ingegneri&architetti*Sede legale, amministrativa, operativa*

25124 Brescia, via Cefalonia n. 70

tel. +39.030.220692 +39.030.2424177 fax +39.030.220655

Sede operativa

27100 Pavia, via Capsoni n. 27

tel. +39.0382.303999 fax +39.0382.1753916

e-mail cotefa@cotefa.com

TECNICO
INCARICATO

ING. ANDREA CASARINO

COTEFA s.r.l.
 Sede: Via Cefalonia n° 70
 25124 BRESCIA
 P. IVA e Cod. Fisc. 01126260171



REV.	DESCRIZIONE REVISIONE	REDAZ.	DATA	CONTR.	DATA	APPROV.	DATA
0	PRIMA STESURA	MA	02/12/2021	M.L.	02/12/2021	M.L.	02/12/2021
1	AGGIORNAMENTO	MA	15/12/2021	ML	15/12/2021	ML	15/12/2021
2	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI CONSORZIO BONIFICA	MA	30/05/2022	ML	30/05/2022	ML	30/05/2022
3	-	-	-	-	-	-	-

ELABORATO

R02RELAZIONE TECNICO IDRAULICA E COMPATIBILITA'
IDRAULICA

SCALA

-

DATA

02/12/2021

PROT.

20-04

ARCH.GEN.

48155

K:\20-04 CARPI\2004 A.EDIFICIO\PRAT\01 - PROPOSTA VARIANTE PIANO\TAV\XR

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. FOGNATURA METEORICA.....	7
3.1 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO.....	7
3.2 CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELL'AREA	10
4. RETE DI TRASPORTO (CONDOTTE) - METODOLOGIA DI CALCOLO IDRAULICO	12
4.1 VERIFICA SULLE VELOCITÀ.....	13
5. MISURE D'INVARIANZA IDROLOGICA E IDRAULICA - METODOLOGIA DI CALCOLO	13
5.1 SUPERFICI DELL'INTERVENTO	13
5.2 COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO PONDERALE.....	14
5.3 CURVA DI POSSIBILITÀ CLIMATICA	14
5.4 PORTATA MASSIMA AMMESSA ALLO SCARICO	14
5.5 DIMENSIONAMENTO INVASO DI LAMINAZIONE.....	15
5.6 VERIFICHE IDRAULICHE.....	15
5.7 VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA FOSCO COLATORE IN FREGIO ALLA TANGENZIALE	16
5.8 REGOLATORE DI PORTATA.....	19
6. FOGNATURA NERA.....	20
6.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLA RETE.....	20
6.2 DETERMINAZIONE FABBISOGNI IDRICI.....	20
6.3 STIMA ABITANTI EQUIVALENTI	21
6.4 PORTATA MEDIA	22
6.5 PORTATA DI PUNTA	23
6.6 DIMENSIONAMENTO CONDOTTE	24
6.7 VERIFICA SULLE VELOCITÀ'	25
7. VERIFICA STATICA	26
7.1 TUBAZIONI PLASTICHE	27
7.2 RISULTATI VERIFICA STATICA.....	30
8. DIMENSIONAMENTO STAZIONI DI SOLLEVAMENTO.....	30
8.1 ALIMENTAZIONE ELETTRICA STAZIONI DI SOLLEVAMENTO _LINEE GUIDA	31
9. CONCLUSIONI	32
10. VALUTAZIONE E GESTIONE RISCHI DI ALLUVIONE.....	33
10.1 DIRETTIVA ALLUVIONI 2007/60/CE.....	33
10.2 PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI DEL FIUME PO	34
10.3 MAPPE DI PERICOLOSITÀ DA ALLUVIONE	36
11. VALUTAZIONE DEL GRADO DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA AI SENSI DELLA D.G.R. 1300 DEL 31/07/2016 COMPARTO F14.	40
11.1 MISURE PER RIDURRE IL DANNEGGIAMENTO DEI BENI E DELLE STRUTTURE	40
11.2 MISURE PER IL RISPETTO DELL'INVARIANZA IDRAULICA	41

ALLEGATI

TABELLE DI CALCOLO:

- Tabella n°1_fogna bianca - calcoli portata piena
- Tabella n°2_fogna bianca - dimensionamento condotte
- Tabella n°3_fogna bianca_dimensionamento invaso (area in cessione)
- Tabella n°4_fogna bianca_dimensionamento invaso (area privata)
- Tabella n°5_fogna nera SF_portata, dimensionamento, verifiche velocità
- Tabella n°6_verifica statica tubazioni flessibili
- Tabella n°7_fogna bianca_stazione sollevamento SB
- Tabella n°8_fogna nera_stazione sollevamento SN

1. INTRODUZIONE

La presente relazione, congiuntamente agli elaborati grafici di dettaglio in allegato, illustra le linee di impostazione progettuale del sistema di fognatura a servizio del Comparto Commerciale/Direzionale zona F – Ambito F14 (via Quattro Pilastr-Tangenziale Losi) nel comune di Carpi (MO).



Fig.1: inquadramento area intervento

Il presente progetto prevede la realizzazione di un sistema di fognatura con canalizzazioni separate per acque meteoriche e per acque nere.

In linea generale:

- tutte le acque di origine domestica vengono smaltite nella fognatura comunale transitante lungo il fronte SUD dell'area d'intervento, in via Quattro Pilastr.
- tutte le acque di origine meteorica (bianche) che dilavano le coperture dei fabbricati e le superfici impermeabilizzate di pertinenza (strade, parcheggi, marciapiedi, vengono smaltite nei fossi colatori che circoscrivono l'area d'intervento.

Fin da subito è opportuno evidenziare come la normativa regionale vigente individui i primi strati del sottosuolo e, in subordine, i corpi idrici superficiali come recapito prioritario delle

acque di dilavamento meteorico.

Tuttavia stante le sfavorevoli condizioni idrogeologiche, in termini di soggiacenza di falda e vulnerabilità dell'acquifero, si è optato di conferire le portate meteoriche nei canali irrigui circostanti, nel rispetto del vincolo quantitativo di 10 l/s per ettaro impermeabilizzato

Nei capitoli successivi verrà affrontato il tema relativamente all'area d'intervento con particolare riguardo alle scelte progettuali ed ai criteri di calcolo che hanno determinato la configurazione planimetrica del sopradescritto sistema di smaltimento reflui.

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione delle opere si rimanda agli elaborati grafici di dettaglio.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Regolamento di fognatura comunale
- Direttiva idraulica con gli adeguamenti introdotti fino alla "Variante di coordinamento PAI-PGRA" (DGR 2112/2016)

In riferimento alla DIRETTIVA PER LA SICUREZZA IDRAULICA NEI SISTEMI IDROGRAFICI DI PIANURA NEL BACINO DEL FIUME PO redatta dall' Autorità di Bacino, la maggior parte delle aree costituenti i bacini idrografici sono soggette a norme finalizzate ad impedire ogni incremento degli apporti d'acqua alla rete idrografica consortile indotto da modifiche dell'uso del suolo.

A tal fine la modifica dell'uso del suolo in progetto sarà subordinata alla realizzazione di interventi compensativi che garantiscano la cosiddetta "invarianza idraulica".

I contenuti della direttiva prevedono che per aree soggette a trasformazioni edilizie, siano realizzati sistemi di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 mc per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto.

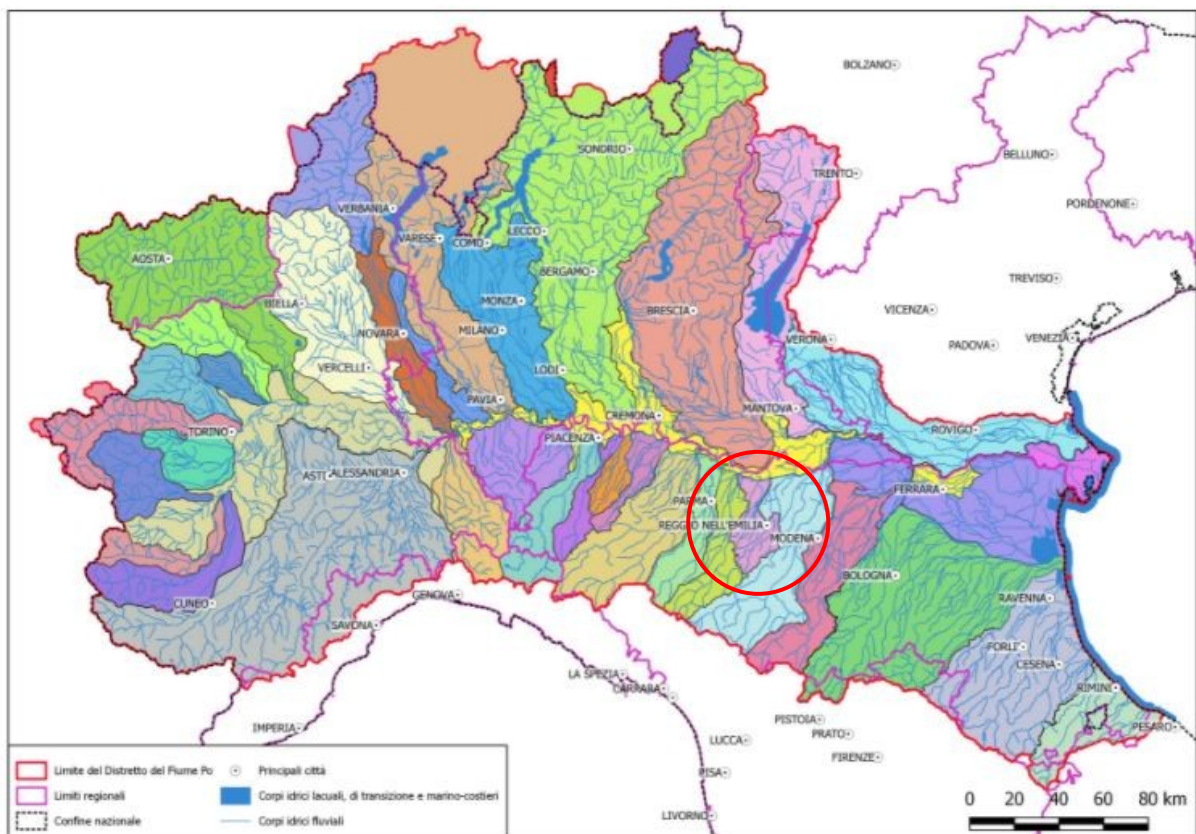


Fig.2: Autorità di Bacino – Distretto del Fiume Po

Nel 1989 le Province di Modena e Reggio Emilia ed i Comuni di Modena, Campogalliano e Rubiera hanno dato vita ad un Consorzio volontario per la realizzazione e la gestione del “Parco Fluviale del Fiume Secchia”, da sviluppare attraverso interventi di tutela e di riqualificazione ambientale e paesaggistica, a cui nel 1996 aderisce anche il Comune di Carpi in quanto all’epoca proprietario dei campi acquiferi siti nell’area del parco in località Fontana.

Tra le proprie finalità istitutive, il Consorzio si è posto l’obiettivo di operare in modo integrato nella tutela e valorizzazione dei territori rivieraschi del bacino del fiume Secchia, nonché di stimolare processi di sviluppo nel rispetto del valore ambientale e paesaggistico dei luoghi. Altro proposito fondamentale è quello di erogare servizi, proporre iniziative destinate alle scuole e al pubblico, migliorare il rapporto uomo/natura attraverso l’esercizio di attività culturali, educative, del tempo libero, dello sport e del turismo sostenibile. Il Consorzio provvede inoltre alla salvaguardia e al controllo del territorio organizzando e coordinando attività di vigilanza svolte dagli enti istituzionalmente preposti e da guardie volontarie

3. FOGNATURA METEORICA

3.1 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO

Si prevede che l'Ambito di Trasformazione F14 in esame accolga n°3 insediamenti commerciali, di cui n°1 "FOOD" e gli altri n°2 "NO FOOD", oltre alla viabilità interna e alle aree a parcheggio di pertinenza.

Come precedentemente accennato, la totalità delle acque di dilavamento meteorico delle aree impermeabilizzate in esame viene smaltita, previa laminazione, nei colatori transitanti lungo il fronte Est e Sud dell'area.

Alla luce dei colloqui intercorsi con i Tecnici del Servizio Idrico Integrato, è necessario prevedere n°2 sistemi di smaltimento indipendenti tra loro, uno a servizio delle aree in cessione, uno a servizio delle aree private.

Per maggior chiarezza nel prosieguo della trattazione si farà riferimento a:

- SFC=sistema fognatura meteorico in cessione
- SFP=sistema fognatura meteorico privato

SFC sistema in cessione

Le superfici in cessione sono rappresentate esclusivamente da aree destinate al parcheggio delle autovetture e degli automezzi, da corselli di transito e da aree a verde.

Fin da subito preme sottolineare come, ai fini della presente relazione, non venga considerato il contributo, in termini di portata, proveniente dalle aree verdi e dai percorsi ciclopedonali che le attraversano.

La raccolta delle acque "cortilizie" di pertinenza avviene mediante la giustapposizione di caditoie aventi griglia in ghisa carrabile classe D400; esse raccolgono e conferiscono le acque entro una rete dedicata (da pozzetto P1 a P13) costituita da tubazioni in PVC SN8 aventi diametro e pendenza rispettivamente compresi tra DN200 e DN315 e $p=0,1\%$ e $p=0,2\%$.

Tale rete si sviluppa esclusivamente su area in cessione e afferisce a gravità la totalità delle acque di dilavamento delle superfici impermeabilizzate di pertinenza entro il colatore transitante in fregio alla Tangenziale.

Il punto di scarico è n°1 (in corrispondenza del pozzetto d'ispezione P13) e la quota di scorrimento della tubazione afferente DN315 risulta altimetricamente allineata con il fondo canale.

In accordo con i Tecnici del Servizio Idrico Integrato, si è scelto di sfruttare tale colatore oltre che come recapito, anche come eventuale "organo di laminazione in linea" delle piene caratterizzate da tempi di ritorno fino a $T=50$ anni.

Allo stato di fatto il colatore in esame riceve le acque di dilavamento di metà carreggiata del tratto di tangenziale Bruno Losi antistante, per poi essere conferite circa 150 m più a valle entro il Diversivo Fossa Nuova (**$Q_{sdf}=114,49$ l/s** – vedi tabella n°1 in allegato).

Allo stato di progetto si prevede di scaricare nel suddetto Diversivo, oltre alla suddetta portata Q_{sdf} , anche la portata vincolata in relazione alla superficie dell'area in cessione all'interno del Comparto e la portata di dilavamento della nuova rotatoria in progetto: **$Q_{prog}=Q_{sdf}+1,74=116,22$ l/s** (vedi tabella n°3 in allegato).

Pertanto nella sezione finale del colatore è previsto un regolatore di portata che permetta di scaricare nel Diversivo Fossa Nuova la suddetta massima portata Q_{prog} .

Al fine di garantire una capacità di laminazione delle piene pari a circa $W=100,0$ mc si prevede una "risagomatura/allargamento" del canale: la larghezza del colatore deve aumentare mediamente da $B_{sdf}=70$ cm fino a $B_{prog}=120$ cm per un tratto interessato di circa 185 metri (con tirante idrico associato di $h=0,26$ m – vedi tab.3 in allegato)

Per maggior chiarezza si rimanda all'elaborato di riferimento A15.

Nei capitoli successivi viene illustrata la compatibilità idraulica del tratto di colatore in fregio alla tangenziale.

SFP sistema privato

Le aree scolanti private sono rappresentate dalle coperture dei fabbricati, da aree destinate al parcheggio delle autovetture e degli automezzi, da corselli di transito e da aree a verde.

Fin da subito preme sottolineare come, ai fini della presente relazione, non venga considerato il contributo, in termini di portata, proveniente dalle aree verdi.

La raccolta delle acque "cortilizie" di pertinenza avviene mediante la giustapposizione di caditoie aventi griglia in ghisa carrabile classe D400.

Per la raccolta delle cosiddette acque "pluviali" provenienti dalle coperture sono previsti discendenti pluviali $\varnothing 150$, ciascuno a servizio di circa $100 \div 150$ mq di copertura.

I sopraillustrati elementi convergono tubazioni in PVC SN8 aventi diametro compreso tra DN160 e DN630 e pendenza costante $p=0,2\%$, le quali conferiscono le acque entro la dorsale di fognatura principale (tratto A-SB), costituita da scatolari in c.a alla cui testa si prevede di realizzare una stazione di sollevamento SB, che, tramite tubazione di mandata in PE100 PN16 DN140, convogli direttamente nel colatore privato transitante lungo via Quanttro Pilastrì la portata vincolata allo scarico $Q_{out}=10,57$ l/s.

Tali scatolari, oltre a svolgere la funzione di trasporto, sono in grado di laminare le piene rappresentando, di fatto, il cosiddetto "invaso in linea"; essi infatti sono caratterizzati dalle seguenti dimensioni:

- $B=1,20$ m (larghezza utile)
- $H=1,00$ m (altezza utile)
- $L= 520$ m (sviluppo lineare)

per una capacità utile complessiva pari a $W_{ut} = (624 \times 0,85) = 530,40$ mc.

A tal proposito è opportuno notare come nel calcolo del suddetto W_{ut} si sia tenuto conto del grado di riempimento proprio degli scatolari in occasione delle piene ($\approx 15\%$).

Ai fini del risparmio della risorsa idrica, si prevede che la totalità delle acque di dilavamento delle coperture venga stoccata in idonee vasche ai fini irrigui.

In fregio a ciascun fabbricato è prevista la realizzazione di una vasca interrata in c.a dotata di equipaggiamento elettromeccanico, avente volume compreso tra 60 mc e 100 mc.

Tali invasi garantiscono una riserva idrica di almeno 20 giorni.

Il sistema di smaltimento sopra descritto funziona a gravità; viste le consistenti grandezze in gioco, la quota di scorrimento della fognatura in progetto in corrispondenza della sezione di chiusura finale (pozzetto SB) si attesta a circa 3,15 metri dal piano campagna.

Da qui la necessità di prevedere la stazione di sollevamento SB, che funga anche da regolatore di portata per le acque ammesse in fognatura comunale ($Q_{out}=10,57$ l/s).

La vasca di carico, entro cui sono allocate n°2 elettropompe, di cui n°1 di riserva attiva, ha le seguenti dimensioni interne:

- $B=1,50$ m (larghezza)
- $L=1,50$ m (lunghezza)
- $H_{ut}=0,66$ m (altezza utile)

Le grandezze caratteristiche delle elettropompe sono:

- $Q=11,00$ l/s (portata)
- $H=5,5$ m (prevalenza)

Circa i dimensionamenti delle condotte e dei manufatti in progetto si rimanda ai paragrafi successivi e alle tabelle di calcolo in allegato.

Si sottolinea come la stazione di sollevamento SB e il tratto di condotta in pressione destinati al convogliamento della portata meteorica vincolata Q_{out} fino al recapito saranno di competenza privata, cioè a carico degli esercenti nell'area in esame.

3.2 CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELL'AREA

La superficie contribuente impermeabilizzata gravante sul sistema fognario in progetto ammonta complessivamente a **$S_{tot}=18.067$ mq** ed è così suddivisa tra i sopradescritti sistemi di smaltimento:

SFC

- $S1=S_{coperture}=0$ mq
- $S2=S_{asfalto}=1.842$ mq
- $S3=S_{stalli\ a\ parcheggio}=1.299$ mq

SFP

- $S1=S_{coperture}=4.100$ mq
- $S2=S_{asfalto}=8.476$ mq
- $S3=S_{stalli\ a\ parcheggio}=2.350$ mq

Per quanto riguarda il coefficiente di afflusso (che rappresenta, come è noto, il rapporto fra il volume idrico che defluisce dalla sezione di calcolo e il volume idrico affluito al bacino attraverso la precipitazione), si è attribuito, da scheda tecnica, il seguente valore alle tipologie di superfici considerate ai fini del drenaggio:

- **$\Phi1 = 0,9$** (coperture)
- **$\Phi2 = 0,75$** (asfalto drenante)
- **$\Phi3 = 0,05$** (stalli a parcheggio in prato armato)

Da qui si ricava come l'effettiva superficie netta impermeabile delle aree in cessione sia pari a $S_{\text{imp.pubbli}} = 1.446 \text{ mq}$, mentre quella privata sia pari $S_{\text{imp.priv.}} = 10.575 \text{ mq}$.

Per quanto riguarda la costante d'invaso K si è fatto riferimento alla formula di Ciaponi-Papiri. Tuttavia, come noto, tale formula tende ad essere usata su bacini a scala maggiore; nella fattispecie si ritiene che i valori derivanti dalla suddetta formula risulterebbero fin troppo conservativi e poco aderenti alla realtà.

Pertanto, tenendo conto della tipologia e dell'estensione dell'area, si è optato di attribuire a K il seguente valore:

- **K = 300 sec**

Dalla relazione geologica-geotecnica a firma della Dott.ssa Geol. Vaccari si evince l'impossibilità tecnica a smaltire le acque di dilavamento meteorico *in loco*; infatti oltre ad una scarsa permeabilità dei primi strati del sottosuolo (sabbie fini, prevalentemente limose), in alcuni periodi dell'anno l'orizzonte freatico risulta subaffiorante.

Pertanto si esclude la possibilità di poter garantire la distanza minima di almeno 1,00 m dal fondo di qualsivoglia manufatto disperdente (trincee drenanti e/o pozzi perdenti).

Da qui la scelta progettuale di conferire le acque di dilavamento meteorico nei colatori che circoscrivono l'area, previa laminazione delle portate di piena, secondo il parametro regionale di 10 l/s per ettaro impermeabilizzato.

Il D.lgs 152/06 demanda alle Regioni la regolamentazione dello scarico delle acque di prima pioggia, cioè quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante.

In particolare la DGR Emilia Romagna n°286 del 14.02.2005 indica chiaramente i suoi ambiti di applicazione.

Dunque l'area impermeabilizzata gravante sul sistema fognario sopradescritto è esente dall'obbligo di separazione e raccolta delle acque di prima pioggia.

NOTA PROGETTUALE

- E' opportuno specificare che nella presente trattazione, le disposizioni di cui alla Normativa di invarianza idraulica regionale, al fine di perseguire l'invarianza idrologica-idraulica delle trasformazioni d'uso del suolo, sono state applicate sia al dimensionamento dell'organo di laminazione/invaso che a quello della rete di trasporto ($T_{\text{ritorno}}=50$ anni - vedi Tabelle di calcolo in allegato).

4. RETE DI TRASPORTO (CONDOTTE) - METODOLOGIA DI CALCOLO IDRAULICO

Il calcolo dell'invarianza idraulica è stato condotto assumendo come parametri della curva di possibilità pluviometrica quelli contenuti nello studio del Prof. A. Marinelli redatto per conto del consorzio "Analisi del rischio e ottimizzazione delle procedure di regolazione delle portate nella rete intercomprensoriale sottesa dalla presa di Po a Boretto – provincie di Reggio Emilia, Modena e Mantova"

Al fine di dimensionare le condotte dell'intero sistema fognario, sulla base dei colloqui si è adottata la seguente curva di possibilità climatica, caratterizzata da un tempo di ritorno T=50 anni:

	a	n
t > 1 ora	66,21	0,23

Fig.3: Emilia Romagna – curva di possibilità climatica

Per il calcolo delle portate massime connesse con eventi meteorici intensi si è adottato il classico metodo dell'invaso lineare. Adottando le classiche ipotesi e semplificazioni che stanno alla base di questo metodo, il coefficiente udometrico, cioè la portata massima per unità di superficie di bacino che defluisce da una prefissata sezione della rete fognaria, è valutabile con l'espressione:

$$U = \frac{10^7}{3600^n} 0,65 \varphi a K^{(n-1)} \quad (1)$$

nella quale i simboli assumono il seguente significato:

U = coefficiente udometrico [l/(s ha)];

n = esponente della curva di probabilità pluviometrica ragguagliata all'area del bacino;

a = coefficiente della curva di probabilità pluviometrica ragguagliata all'area del bacino [m];

φ = coefficiente di afflusso;

K = costante di invaso del sistema bacino-rete sotteso dalla sezione di calcolo [s].

Al fine di caratterizzare i diametri delle condotte facenti parte del sistema è stata utilizzata la formula di Gauckler-Strickler (scale deflusso normalizzate):

$$r = \left(\frac{Q_{tot}}{k \times \frac{A}{r^2} \times \left(\frac{R}{r}\right)^{2/3} \times \sqrt{i}} \right)^{3/8}$$

assumendo le caratteristiche geometriche e dei materiali riportati nelle tavole di progetto.

4.1 Verifica sulle velocità

La velocità della corrente all'interno delle canalizzazioni fognarie deve essere tale da evitare sia la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili che l'abrasione delle superfici interne.

In particolare nelle fognature meteoriche la portata massima connessa con la portata pluviale di progetto non deve superare i 4÷6 m/s.

Facendo riferimento alla tavola di dettaglio in allegato e alla scala di deflusso normalizzata per sezioni circolari, la velocità associata alla portata di piena delle condotte di fognatura bianca principali sono nell'ordine dello 0,1÷ 1,2 m/s.

Pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

5. MISURE D'INVARIANZA IDROLOGICA E IDRAULICA - METODOLOGIA DI CALCOLO

5.1 Superfici dell'intervento

La superficie scolante impermeabilizzata ammonta complessivamente a $A=18.067$ mq; adottando i coefficienti di afflusso di cui al par. 3.2 alle n°3 tipologie di superfici considerate (coperture, carreggiate, stalli a parcheggio) si ottengono per ciascun sistema fognario (SFC ed SFP) i seguenti valori di superfici impermeabili nette:

- $A_{imp.SFC}=1.446$ mq *
- $A_{imp.SFP}=10.575$ mq

*Ai fini della presente trattazione e in relazione alle opere in cessione, è opportuno far presente che sull'esistente colatore in fregio alla tangenziale graverà anche parte della nuova rotatoria provinciale (≈ 290 mq), per cui l'effettiva nuova superficie impermeabile da considerare ammonta a $A_{\text{imp.SFC}}=1.446+290=1.736$ mq

5.2 Coefficiente di deflusso medio ponderale

Dunque in relazione alla superficie scolante il coefficiente di afflusso medio ponderale delle opere "intra comparto" vale dunque:

$$\Phi = [(1.446+10.575)/18.067] = 0,66$$

Alla luce dei suddetti fattori, si può concludere come l'intervento in esame modifichi in modo sostanziale l'uso del suolo; da qui la necessità di prevedere interventi compensativi che garantiscano la cosiddetta "invarianza idraulica", rispettando il vincolo minimo di 500 mc d'invaso ogni ettaro impermeabile.

5.3 Curva di possibilità climatica

I parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica per la determinazione delle precipitazioni di progetto da assumere sono quelli di cui al Cap.4 della presente trattazione. Nel caso specifico la curva, caratterizzata da un tempo di ritorno pari a $T=50$ anni, è la seguente:

$$h = 62,21 t^{0,23}$$

5.4 Portata massima ammessa allo scarico

Secondo la normativa vigente i valori massimi ammissibili della portata meteorica scaricabile nei corpi idrici superficiali ammontano a $10 \text{ l}/(\text{sec} \cdot \text{ha}_{\text{imp}})$.

Pertanto per ciascun sistema fognario si ottengono i seguenti valori:

- $Q_{\text{outSFC}} = 10 \text{ (l/sec ha)} \times 0,1736 \text{ (ha)} \times 1 = 1,73 \text{ l/sec}$
- $Q_{\text{outSFP}} = 10 \text{ (l/sec ha)} \times 1,0575 \text{ (ha)} \times 1 = 10,57 \text{ l/sec}$

Per ulteriori dettagli si rimanda alle tabelle di calcolo allegate.

5.5 Dimensionamento invaso di laminazione

Per calcolare la variazione di volume invasato ΔW è stato eseguita una procedura iterativa che consiste nei seguenti passi:

1) Si fissa una durata di precipitazione t_p (ad esempio 5 minuti) e si calcola, dalla curva di probabilità pluviometrica, la conseguente intensità di pioggia $i(t_p)$ ipotizzando che sia costante nel tempo.

2) Si calcola l'idrogramma di piena corrispondente alla precipitazione di durata t_p e di intensità $i(t_p)$; l'idrogramma è calcolato assumendo il modello dell'invaso lineare esplicitato dalle seguenti espressioni:

$$a) q = \varphi i S (1 - e^{-t/K}) \quad \text{per } t \leq t_p \quad (3)$$

$$b) q = Q_m e^{-\frac{t-t_p}{K}} \quad \text{per } t > t_p \quad (4)$$

essendo Q_m la portata massima ricavata dalla (3) imponendo $t = t_p$

3) Si calcola il volume W della parte di idrogramma che eccede il valore di portata vincolata Q_{vinc} che si ipotizza di scaricare nel colatore finchè il sistema non è completamente vuoto.

4) Si incrementa la durata di precipitazione t_p e si ritorna al punto 2) fin tanto che il volume W non diminuisce.

Dalla procedura di calcolo si è ricavato che per l'area in esame gli eventi critici ai fini della laminazione delle portate di piena sono quelli caratterizzati da medio-lunghe durate (nell'ordine delle 2 o 5 ore) e medie intensità di pioggia (nell'ordine dei 20 mm/h).

Di seguito una tabella esplicativa dei risultati ottenuti.

	Superficie imp. (ha)	Tcritico pioggia (min)	Portata di piena in funzione di Tcritico (l/s)	Portata allo scarico (l/s)	Wcalcolo (mc)	Wprogetto (mc)
SFC	0,1736	302	7,58	1,736	98,52	99,96
SFP	1,0575	123	84,47	10,57	521,95	530,4

Fig. 4: dimensionamento invasi

5.6 Verifiche idrauliche

Come precedentemente descritto il minimo invaso da garantire è $W=500 \text{ mc/ha}_{imp}$.

Considerando che l'area impermeabile nel suo complesso ha un'estensione superficiale di 12.311 mq si ottiene

$$V_{min} = S_{imp} * W = (10.575 + 1.736) * 500 = 1.2311 * 500 = 615,55 \text{ mc}$$

Tale volume è dunque inferiore a quello da realizzarsi:

$$W = W_{SFC} + W_{SFP} = (99,96 + 530,4) = 630,36 \text{ mc} > 615,55 \text{ mc} = V_{min}$$

Verifica soddisfatta

5.7 Verifica di compatibilità idraulica fosso colatore in fregio alla Tangenziale

Come precedentemente descritto la laminazione delle piene avverrà sfruttando l'invaso in linea del tratto di colatore parallelo al fronte W della tangenziale Bruno Losi.

Allo stato di fatto, tale colatore raccoglie e recapita le portate di dilavamento del tratto di tangenziale interessato nel Diversivo Fossa Nuova.

Adottando la medesima curva di possibilità climatica e la procedura di calcolo di cui ai capitoli precedenti si ottiene che attualmente tale colatore conferisce nel suddetto Diversivo una portata di piena pari a $Q_{ante} = 114,49 \text{ l/s}$ (vedi tabella n°1 – *Contributi extra comparto SDF* derivanti da metà carreggiata della Tangenziale).

La portata di progetto che verrà convogliata entro il colatore in esame ammonta a:

$$Q_{prog} = (90,06 + 24,22 + 114,49) = 228,77 \text{ l/s} \text{ (vedi tabella n°1 in allegato)}$$

Trattandosi di un "invaso in linea", è opportuno ribadire come la massima portata scaricabile nel Diversivo Fossa Nuova sia al massimo pari a:

$$Q_{post} = Q_{vinc} + Q_{sdf} = (10 \text{ l/s } ha_{imp} \times 0,1736 ha_{imp}) + 114,49 \text{ l/s} = 116,63 \text{ l/s}$$

Si specifica come la verifica di compatibilità idraulica riguardi esclusivamente la capacità di trasporto del colatore in fregio al tratto di tangenziale Bruno Losi dal momento che le portate ANTE e POST scaricate nel Diversivo Fossa Nuova hanno una variazione trascurabile:

- $Q_{ante} = 114,49 \text{ l/s}$
- $Q_{post} = 116,63 \text{ l/s}$

La verifica idraulica del colatore interessa un tratto di circa 185 m.

Si assume la sezione di deflusso mediamente rettangolare e una pendenza media pari a $p=0,1\%$.

Allo stato di fatto il colatore ha sezione trapezoidale con le seguenti dimensioni interne medie (vedi Allegato A15)

- $b=0,70$ m (base minore)
- $B=2,70$ m (base maggiore calcolata dalla sommità alveo in sx idrografica)
- $H=0,55$ m (altezza media calcolata dalla sommità alveo in sx idrografica)

Allo stato di progetto, per i motivi anzidetti di "laminazione", le dimensioni interne medie del colatore saranno mediamente incrementate:

- $b=1,20$ m (base minore)
- $B=3,00$ m (base maggiore calcolata dalla sommità alveo in sx idrografica)
- $H=0,55$ m (altezza media calcolata dalla sommità alveo in sx idrografica)

Scopo della verifica idraulica è, definito il tirante idrico associato alla portata ante opera ($Q_{ante}=114,49$ l/s) valutare l'effetto della portata di progetto ($Q_{prog}=228,77$ l/s) in termini di innalzamento del pelo libero.

La verifica idraulica è stata effettuata ipotizzando condizioni di moto uniforme e quindi adottando la formula di Gauckler-Strickler:

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

dove:

- Q è la portata [m^3/s];
- K_S è il coefficiente di conduttanza di Strickler [$m^{1/3}/s$];
- A è l'area bagnata [m^2], funzione del tirante associato alla portata;
- R è il raggio idraulico [m], funzione del tirante associato alla portata;
- i è la pendenza [m/m].

I calcoli per definire il tirante con il quale la portata considerata transita nel corso d'acqua sono stati eseguiti assegnando al coefficiente di conduttanza K_S il valore 35 [$m^{1/3}/s$], valido per corsi d'acqua naturali.

COLATORE (Qante=114,49 l/s)	
SCALA DI DEFLUSSO sezione di scarico I	PORTATA ANTE (mc/s)
Q (m ³ /s)	0,1145
Q (l/s)	114,54
h ₀ (m)	0,27
K	35,00
i (m/m)	0,0010
TAV.A15 _sez.I_Σ (mq)	0,32
C (m)	1,74
R (m)	0,18

Fig. 5: scala di deflusso colatore ANTE opera

COLATORE (Qprogetto=228,77 l/s)	
SCALA DI DEFLUSSO sezione di scarico I	PORTATA POST (mc/s)
Q (m ³ /s)	0,2281
Q (l/s)	228,13
h ₀ (m)	0,35
K	35,00
i (m/m)	0,0010
TAV.A15 _sez.I_Σ (mq)	0,60
C (m)	2,98
R (m)	0,20

Fig. 6: scala di deflusso colatore POST opera

Dalla tabelle di calcolo di cui sopra (vedi Fig. n°5 e n°6) risulta che il colatore in esame adeguato e risagomato come da progetto è assolutamente compatibile con le portate di progetto: infatti il tirante idrico, al verificarsi dell'evento cinquantennale, aumenta di appena 8 cm (da 27 cm a 35 cm) permettendo di invasare "in linea" le portate di piena senza che si verifichi alcuna criticità idraulica nè lato area d'intervento nè, tantomeno, lato tangenziale.

5.8 Regolatore di portata

Come precedentemente illustrato la portata massima che verrà conferita nel Diversivo Fossa Nuova ammonta a $Q_{post}=116,63$ l/s.

Dunque in corrispondenza della sezione di chiusura del colatore verrà posato un tratto di tubazione DN630 con anteposto un regolatore di portata di tipo statico dotato di galleggiante per parzializzare la sezione di deflusso all'aumentare del tirante idrico all'interno dello stesso colatore.

Il galleggiante, alzandosi e abbassandosi a seconda del livello dell'acqua, regolerà la sezione di passaggio dell'acqua in modo da mantenere costante la portata in uscita.

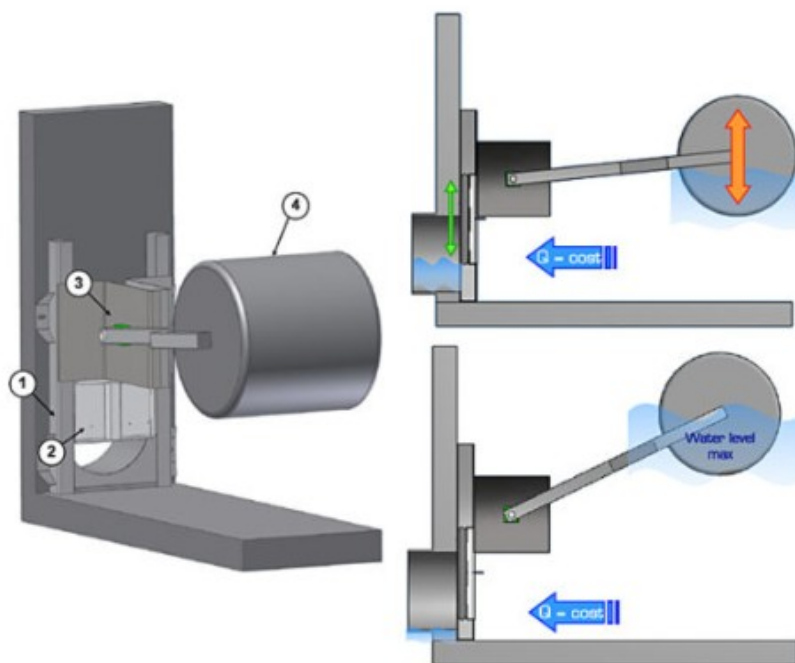


Fig. 7: regolatore di portata

Per maggior chiarezza si rimanda all'elaborato grafico di riferimento A15.

6. FOGNATURA NERA

6.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLA RETE

Il recapito della fognatura nera a servizio dell'area in esame è rappresentato dall'esistente collettore transitante lungo il fronte Sud su via Quattro Pilastrì

Le acque reflue di origine domestica derivanti dai n°3 fabbricati commerciali vengono raccolte in tubazioni in PVC SN8 aventi diametro e pendenza costante rispettivamente pari a DN160 e $p=1\%$.

Esse conferiscono le portate di pertinenza entro una dorsale principale in PVC SN8 (tratto N2-N13) che si sviluppa lungo il corsello di servizio (viabilità trasporto merci) mantenendo pendenza costante $p=0,5\%$ e diametro compreso tra DN200 (tratto di testa) e DN315 (tratto finale).

Tale dorsale termina la propria corsa nel pozzetto N13 al confine di Proprietà (dotato di Ispezione Sifone Braga), a valle del quale è prevista una stazione di sollevamento SN, che tramite tubazione di mandata in PE100 PN16 DN90, recapita la totalità dei reflui di origine domestica entro il suddetto collettore comunale.

Si sottolinea come la stazione di sollevamento SN e il tratto di condotta in pressione destinati al convogliamento delle portate nere e delle acque fino al collettore saranno di competenza privata, cioè a carico degli esercenti nell'area in esame.

6.2 DETERMINAZIONE FABBISOGNI IDRICI

Il Piano di Tutela delle Acque – Regione Emilia Romagna, ha stimato le dotazioni idriche unitarie afferenti ai vari usi idrici ed i coefficienti di punta; sulla base di questi si è eseguito il calcolo della portata media giornaliera.

Nell'area in esame la portata nera è costituita da un'aliquota di origine domestica e un'aliquota legata all'attività lavorativa.

Relativamente alla portata di origine domestica, dall'appendice settore acquedotti del succitato P.T.A. si evince che i fabbisogni potabili e sanitari sono stati definiti in base alla tipologia della popolazione e comprendono le normali perdite di rete; per il caso in esame il fabbisogno di base è di 200 l/ab*gg incrementato in funzione della classe demografica come indicato in Tab. 1

Abitanti residenti	Dotazione aggiuntiva [l/ab*gg]
< 5.000	60
5.000- 10.000	80
10.001- 50.000	100
50.001-100.000	120
> 100.000	140

Fig.6- Incrementi della dotazione di base in funzione della popolazione residente

Poichè il comune di Carpi ha una popolazione residente di oltre 70.000 abitanti, la dotazione idrica media giornaliera sarà quindi di 320 l/ab gg (200 l/ab gg +120 l/ab gg).

Per quanto riguarda gli effettivi afflussi in fognatura, si è applicato un coefficiente di 0,9 per tenere conto del consumo assoluto dell'acqua di provenienza acquedottistica.

Per quanto riguarda la portata connessa con l'attività lavorativa in esame (si specifica che allo stato di progetto non sono presenti attività idroesigenti) si è assunto il valore di 20 m³/(d ha) quale valore parametrico per la stima dei fabbisogni idrici connessi alle attività, comprese quelle commerciali.

6.3 STIMA ABITANTI EQUIVALENTI

L'abitante equivalente A.E. è convenzionalmente definito come la quantità di carico inquinante biodegradabile prodotto ed immesso in fognatura da un abitante stabilmente residente.

Generalmente in riferimento a ditte, uffici, esercizi commerciali si assume 1 A.E. ogni 3 dipendenti (fissi o stagionali).

Alla luce dei colloqui intercorsi con la Committenza, per i n°3 fabbricati in progetto e, di conseguenza, per le n°3 nuove attività lavorative sono previsti n°60 addetti; ne deriva che il numero complessivo di abitanti equivalenti gravanti sul sistema di fognatura nera sia pari a
A.E. = 60/3 = 20

6.4 PORTATA MEDIA

Il calcolo delle portate di tempo asciutto presenta notevoli incertezze, sia perchè non è facile definire quale sarà la richiesta di acqua potabile della popolazione durante tutta la vita dell'opera (in genere 40-50 anni), sia perchè non è facile prevedere in che percentuale l'acqua distribuita raggiunga le fognature.

Come precedentemente descritto, nell'area in esame la portata di scarico complessiva è costituita da un'aliquota di origine domestica e da un'aliquota connessa all'attività lavorativa (commerciale).

Relativamente alla prima Q_{nm1} si farà riferimento agli utenti serviti (A.E.), alla dotazione pro-capite giornaliera (D.I.) e ad un opportuno coefficiente di dispersione (φ):

$$Q_m \text{ [l/s]} = (D.I. \times A.E. \times \varphi) / 86400$$

Assumendo per l'area esaminata i valori precedentemente determinati

- D.I. = 320 [l/(a.e. d)]
- $\varphi = 0,9$
- A.E. = 20

si ottiene una portata media pari a **$Q_{nm1} = 0,067 \text{ l/s}$**

Relativamente alla seconda Q_{nm2} si farà riferimento al fabbisogno di cui al precedente paragrafo, all'estensione superficiale degli edifici (fabbricato commerciale) in cui si svolgeranno le attività e al relativo orario di lavoro:

$$Q_m \text{ [l/s]} = (D.I. \times A) \times H$$

Quindi assumendo per l'area esaminata

- D.I. = 20 mc/gg ha
- A = 0,43 ha
- H = 8 ore (su 24 ore)

si ottiene una portata media pari a **$Q_{nm2} = 0,299 \text{ l/s}$**

6.5 PORTATA DI PUNTA

Nel presente paragrafo si è proceduto a determinare le portate di punta sia derivanti dagli scarichi di origine metabolica Q_{p1} sia dagli scarichi connessi con le attività lavorative Q_{p2} .

Per quanto riguarda Q_{p1} , nota la Q_{nm1} , si è determinato il coefficiente di punta attraverso la formula di Babbitt (in funzione degli abitanti equivalenti A.E. precedentemente calcolati):

- $C_{p1} = 5/A.E.^{0,2} = 10,93$ (con A.E. espresso in migliaia)

da cui si ottiene una portata di punta $Q_{p1} = C_{p1} * Q_{nm1} = 0,729 \text{ l/s}$

Pur essendo noto che all'interno dei fabbricati non saranno previste attività idroesigenti, allo stato progettuale risulta troppo aleatorio determinare "analiticamente" la punta delle portate, soprattutto delle portate connesse alle attività lavorative.

A tal proposito, in via cautelativa, si è optato di utilizzare un coefficiente di punta desunto da valori di letteratura:

- $C_{p2} = 10,0$

da cui si ottiene la portata di punta $Q_{p2} = C_{p2} * Q_{nm2} = 2,98 \text{ l/s}$

Dunque la portata nera di punta che converge nella stazione di sollevamento SN, posta al confine di proprietà e che recapita i reflui nella fognatura comunale, è pari a

$$Q_{SN} = Q_{p1} + Q_{p2} = 3,71 \text{ l/s}$$

Per maggior chiarezza si rimanda alla tabella n°4 in allegato.

6.6 DIMENSIONAMENTO CONDOTTE

Al fine di caratterizzare i diametri delle condotte è stata utilizzata la formula di Gauckler-Strickler (scale deflusso normalizzate):

$$r = \left(\frac{Q_{tot}}{k \times \frac{A}{r^2} \times \left(\frac{R}{r}\right)^{2/3} \times \sqrt{i}} \right)^{3/8}$$

Assumendo le seguenti grandezze normalizzate e i seguenti parametri di progetto:

- sezione circolare
- $h/r = 1$ (grado di riempimento)
- $A/r^2 = 1,571$
- $R/r = 0,5$ raggio idraulico [m];
- $k_s = 80 \text{ [m}^{1/3} \text{ s}^{-1}\text{]}$ (coefficiente di conduttanza idraulica)
- $i = 0,5\%$ (pendenza di ogni singolo tratto)
- Q_{tot} = portata di punta di ogni singolo tratto

si ottengono diametri di calcolo compresi tra 95 mm e 130 mm

Tuttavia, al fine di evitare pericolose ostruzioni e spiacevoli inconvenienti, si ritiene opportuno posare per i tratti di testa tubazione in PVC SN8 DN160; per i tratti mediani e finali rispettivamente tubazioni in PVC SN8 DN200 e DN315

Per maggiori dettagli circa le portate circolanti nelle tubazioni e il relativo dimensionamento si rimanda alla tabella di calcolo n°4 in allegato.

6.7 VERIFICA SULLE VELOCITA'

La velocità della corrente all'interno delle canalizzazioni fognarie deve essere tale da evitare sia la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili che l'abrasione delle superfici interne.

In particolare nelle fognature nere le velocità connesse con le portate nere di punta devono essere sufficienti alla rimozione e al trasporto del materiale sedimentato nelle ore della giornata nelle quali le portate sono minime.

Nel caso specifico gli studi di letteratura indicano una velocità minima di 0,4 m/s.

Facendo riferimento all'elaborato grafico di riferimento e alla scala di deflusso normalizzata per sezioni circolari, la velocità associata alla portata di punta della principale dorsale in progetto risulta:

- tratto N2-N10: $v = 0,486$ m/s

- tratto N10-SN: $v = 0,648$ m/s

Pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

Per le modalità di calcolo si rimanda alla tabella di calcolo n°4 in allegato.

7. VERIFICA STATICA

Per quanto riguarda gli scatolari prefabbricati in c.a prodotti dalla ditta COPREM srl di Bottanugo (BG), essi sono certificati per sostenere/soportare il transito di qualsivoglia mezzo se l'estradosso del manufatto presenta un rinterro di almeno 0,80 m.

Nel caso specifico il rinterro degli scatolari è compreso tra 1,60 m \pm 2,05 m quindi la verifica si ritiene soddisfatta.

Le specifiche di progetto relative agli scatolari indicano:

- conglomerato di classe non inferiore ad C25/30 per le opere relative a fondazioni ;
- conglomerato di classe non inferiore ad C40/50 per gli scatolari prefabbricati
- acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo Fe B 450C controllato in stabilimento;



Fig.6: tipologico scatolari COPREM

Per quanto riguarda i tratti di tubazione a sezione circolare, il sistema di smaltimento in progetto utilizza condotte in PVC SN8 con diametro compreso tra DN160 mm e 630 mm; esse vengono classificate nell'ambito delle tubazioni flessibili.

7.1 Tubazioni plastiche

Per la verifica statica di tali tubazioni si è utilizzato il metodo proposto dal testo “Sistemi di fognatura - Manuale di progettazione – Centro deflussi urbani – HOEPLI” che a sua volta fa riferimento alla norma American Water Works Association C950/88 riguardante “tubi a pressione in resine termoidurenti rinforzate con fibre di vetro” e che può ragionevolmente essere estesa a tutti i materiali plastici ed alle tubazioni flessibili in generale.

In particolare, previo calcolo dei carichi agenti, le operazioni da effettuarsi per la verifica statica delle tubazioni flessibili sono:

- calcolo e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine
- calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione a flessione della sezione trasversale
- calcolo e verifica del carico critico di collasso

La verifica è stata effettuata nei tratti di testa, mediani e finali

Nel paragrafo successivo si cercherà di dare un quadro generale delle operazioni di verifica svolte ma si rimanda al capitolo 13, paragrafo 8, del sopra citato testo di riferimento per una più chiara e dettagliata comprensione del metodo seguito e dai parametri progettuali adottati.

In allegato si riportano le relative tabelle di calcolo.

Determinazione dei carichi agenti

Calcolo del carico dovuto al reinterro

La formula utilizzata per calcolare il carico di reinterro è la seguente:

$$P_{st} = Y_t \cdot H \cdot D \quad [N/m]$$

Con

Y_t = peso specifico del terreno

H = altezza dal piano calpestio al livello della generatrice superiore del tubo

D = diametro esterno del tubo

Il terreno assunto nella classificazione proposta dal testo è di tipo “sabbioso argilloso” in accordo con i dati della relazione geotecnica dell'area considerata.

Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi mobili

Il carico più oneroso per strade ed autostrade è considerato il sovraccarico mobile concentrato che può essere calcolato con la seguente formula:

$$P_{vc} = p_v \cdot D \cdot \Theta \text{ [N/m]}$$

dove:

$$p_v = 41300H - 1.206$$

$$\Theta = 1 + 0.3H = \text{fattore dinamico per strade ed autostrade}$$

Verifica statica delle sezioni

Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

L'inflessione massima anticipata nella tubazione con il 95% di probabilità è pari a:

$$y = [(DeW_c + W_l)K_x \cdot r^3] / (EtI + 0,061 \cdot K_a \cdot E_s \cdot r^3) + a \quad [\text{cm}]$$

dove:

De = fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo (numero adimensionale tabulato)

W_c = carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza

W_l = carico verticale mobile sul tubo per unità di lunghezza

K_x = coefficiente d'inflessione che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore d'appoggio del tubo (numero adimensionale tabulato)

r = raggio medio del tubo pari a $(D-s)/2$

EtI = fattore di rigidità trasversale della tubazione

Et = modulo elastico del materiale

E_s = modulo elastico del terreno

K_a = parametri tabulati in funzione di H che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0.95 della distribuzione statistica dell'inflessione)

Per tubazione in PEad il valore dell'inflessione diametrale deve essere inferiore al 5% del diametro iniziale della condotta.

Calcolo e verifica della deformazione massima di flessione

La deformazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta di un fattore di sicurezza.

Si deve perciò verificare la seguente disequazione:

$$\sigma = D_f E t (y/D) (s/D) \leq \sigma_{lim} / 1.5 \quad [N/cm^2]$$

dove:

σ = tensione dovuta alla deflessione diametrale

σ_{lim} = tensione limite ultima fornita dalla ditta produttrice

D_f = fattore di forma, adimensionale, tabulato, i cui valori sono funzione dell'indice di rigidità RG della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del reinterro (composizione granulometrica e grado di costipamento).

Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico di buckling

Una tubazione interrata flessibile sollecitata da forze radiali aventi distribuzione uniforme e dirette verso il centro di curvatura dapprima si mantiene circolare poi all'aumentare delle forze si inflette deformandosi progressivamente in n lobi.

La pressione che determina l'instabilità elastica ("pressione di buckling") è così definita:

$$q_a = 1/2,5 (32 R_w B' E_s t / D^3)^{1/2} \quad [N/cm^2]$$

con:

$R_w = 1 - 0.33(H_w/H)$ fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente $0 \leq H_w \leq H$

$B' = 1 / (1 + 4e^{-0.213H})$ coefficiente empirico di supporto elastico

H = altezza del reinterro

H_w = altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione

La verifica all'instabilità elastica consiste nel confronto tra la pressione ammissibile di buckling q_a e la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati; in particolare in presenza di sovraccarichi mobili dovrà essere verificata la seguente uguaglianza:

$$y_w H_w + R_w W_c / D + W_l / D < q_a$$

con:

y_w = peso specifico dell'acqua

7.2 RISULTATI VERIFICA STATICA

Dalla tabella di calcolo n°5 in allegato si osserva come la verifica statica condotta sulle sezioni considerate (fogna nera+fogna bianca) sia sempre soddisfatta:

- $H > 1,00$ m (altezza di rinterro tratti iniziali)
- $H < 2,00$ m (altezza di rinterro tratti finali)

8. DIMENSIONAMENTO STAZIONI DI SOLLEVAMENTO

STAZIONE DI SOLLEVAMENTO SB

La stazione di sollevamento SB in testa agli scatolari è equipaggiata con n°2 elettropompe sommergibili (di cui n°1 di riserva attiva)

Ciascuna elettropompa è caratterizzata dalle seguenti grandezze minime:

- $Q_p = 10,57$ l/s
- $H = 5,5$ m (prevalenza)

Il pozzetto di carico entro cui sono allocate ha un volume utile di almeno $V = 1,54$ mc; dunque si prevede di realizzare un pozzetto gettato in opera avente dimensioni in pianta $1,5 \times 1,5$ m e altezza utile, calcolata a partire dalla quota fondo tubo in ingresso, di $h = 0,66$ m.

Inoltre si prevede di realizzare in adiacenza un pozzetto in cls $1,50 \times 1,50$ m; $h = 1,20$ m entro cui allocare gli organi di controllo delle apparecchiature elettromeccaniche (valvolame, saracinesca, etc..).

La tubazione di mandata si sviluppa per circa 190,00 metri lineari in PE100 PN16 DN140 conferendo la portata vincolata allo scarico nello scolo Ravetta, all'interno dello scatolare presente sotto via Quattro Pilastrì.

Per maggior chiarezza si rimanda alla tabella di calcolo n°6 e all'elaborato grafico di dettaglio A15.

STAZIONE DI SOLLEVAMENTO SN

La stazione di sollevamento SN è equipaggiata con n°2 elettropompe sommergibili (di cui n°1 di riserva attiva)

Ciascuna elettropompa è caratterizzata dalle seguenti grandezze minime:

- $Q_p = 3,54$ l/s
- $H = 5$ m (prevalenza)

Il pozzetto di carico entro cui sono allocate ha un volume utile di almeno $V=1,17$ mc; dunque si prevede di realizzare un pozzetto gettato in opera avente dimensioni in pianta $1,5 \times 1,5$ m e altezza utile, calcolata a partire dalla quota fondo tubo in ingresso, di $h=0,52$ m.

Inoltre si prevede di realizzare in adiacenza un pozzetto in cls $1,50 \times 1,50$ m; $h=1,20$ m entro cui allocare gli organi di controllo delle apparecchiature elettromeccaniche (valvolame, saracinesca, etc..).

La tubazione di mandata si sviluppa per circa 6,00 metri lineari in PE100 PN16 DN90 conferendo la portata di punta direttamente entro il collettore comunale.

Per maggior chiarezza si rimanda alla tabella di calcolo n°7.

8.1 ALIMENTAZIONE ELETTRICA STAZIONI DI SOLLEVAMENTO_linee guida

In base alla potenza elettrica di ciascuna elettropompa le sezioni dei conduttori, ferme restando le sezioni minime prescritte dalle norme C.E.I. dovranno essere dimensionate in maniera tale da non superare le seguenti cadute di tensione massime misurate a pieno carico sull'utilizzazione più lontana dall'interruttore generale:

- Impianto F.M.:3%

Per la determinazione della sezione dei conduttori, oltre al rispetto dei fattori di caduta di tensione innanzi indicati, dovrà anche essere considerato, quale limite massimo, una densità di corrente 3 Amp/mm²

Per la determinazione del carico convenzionale delle unità di impianto dovranno essere considerati i coefficienti di cui al punto 1.2.24 delle Norme CEI.

Nella scelta dei materiali si prescrive che, oltre a corrispondere alle Norme C.E.I. ed E.N.P.I. abbiano dimensioni unificate secondo le tabelle UNEL in vigore; è raccomandata inoltre la preferenza ai prodotti nazionali.

Per l'installazione entro i tubi protettivi anzidetti verranno utilizzati conduttori del tipo flessibile conformi CEI 20-13, designazione secondo CEI UNEL 35011 tetrapolari FG7OR 4x10 mm². Non saranno ammessi conduttori o cavi di qualità e caratteristiche inferiori a quelle innanzi riportate. I cavi dovranno essere muniti del prescritto marchio italiano di qualità (IMQ).

9. CONCLUSIONI

Alla luce di quanto illustrato nella presente relazione, si conclude che:

FOGNATURA BIANCA

- Le condizioni idrogeologiche dell'area in esame non consentono lo smaltimento *in loco* delle portate di dilavamento meteorico.

Le acque di dilavamento delle superfici in cessione verranno recapitate a gravità nel colatore transitante lungo il fronte occidentale della Tangenziale Bruno Losi. La laminazione delle portate di piena avverrà "in linea", ovvero all'interno del colatore stesso ($W=99,90$ mc)

In corrispondenza della relativa sezione di chiusura è prevista l'installazione di un regolatore di portata di tipo statico al fine di garantire il rispetto della massima portata ammissibile nel Diversivo Fossa Nuova:

$$Q_{post}=[Q_{vinc}+Q_{sdf}] = [1,736 + 114,49 \text{ l/s}] =116,63 \text{ l/s.}$$

Le acque di dilavamento delle superfici private verranno recapitate mediante stazione di sollevamento SB nello scolo Ravetta, all'interno dello scatolare presente sotto via Quattro Pilastri, previa laminazione ($W=530,4$ mc) e nel rispetto dei vincoli allo scarico ($Q_{outSFP}=10,57$ l/s).

FOGNATURA NERA

- Le portate nere derivanti dall'insediamento in esame verranno conferite, tramite condotta di mandata in PE100 DN90, direttamente nel collettore comunale transitante lungo il fronte sud dell'area d'intervento in via Quattro Pilastri

10. VALUTAZIONE E GESTIONE RISCHI DI ALLUVIONE

10.1 DIRETTIVA ALLUVIONI 2007/60/CE

La Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione del rischio di alluvioni pone, agli Enti competenti in materia di difesa del suolo, l'obiettivo di ridurre le conseguenze negative derivanti dalle alluvioni, per la salute umana, per il territorio, per i beni, per l'ambiente, per il patrimonio culturale e per le attività economiche e sociali. Fra gli adempimenti preliminari previsti dalla normativa vi è la *valutazione preliminare del rischio di alluvioni*, rappresentata da una valutazione dei rischi potenziali, principalmente sulla base dei dati registrati e nella predisposizione delle mappe di pericolosità e del rischio di alluvione.

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, in attuazione della Direttiva Alluvioni 2007/60/CE è il Piano che una volta delineate le mappe, che rappresentano l'estensione e l'intensità delle possibili alluvioni (pericolosità) e quelle che portano a prevedere la gravità dei danni attesi (rischio), gestisce questi eventi. *Nei Piani di gestione sono definiti gli obiettivi della gestione del rischio di alluvioni per le zone ove può sussistere rischio potenziale significativo di alluvioni o si ritenga che questo si possa generare in futuro, così da ridurre le conseguenze negative per la salute umana, per il territorio, per i beni, per l'ambiente, per il patrimonio culturale e per le attività economiche e sociali attraverso azioni strutturali e non strutturali individuate come necessarie a tali fini.* I Piani di gestione riguardano tutti gli aspetti legati alla gestione del rischio di alluvioni, ovvero la prevenzione, la protezione e la preparazione, ivi compresa la fase di previsione delle alluvioni e i sistemi di allertamento, oltre che la gestione in fase di evento.

In seguito all'emanazione della "Direttiva Alluvioni", tutti gli stati dell'Unione Europea si sono messi all'opera per adempiere a quanto prescritto. In Italia sono stati individuati otto distretti idrografici che coprono l'intero territorio nazionale. Per quanto concerne la zona carpigiana, ***il distretto idrografico di interesse è quello relativo al "Distretto Padano"***, ovvero il territorio che interessa a livello alluvionale tutti i corsi d'acqua che confluiscono nel Po.

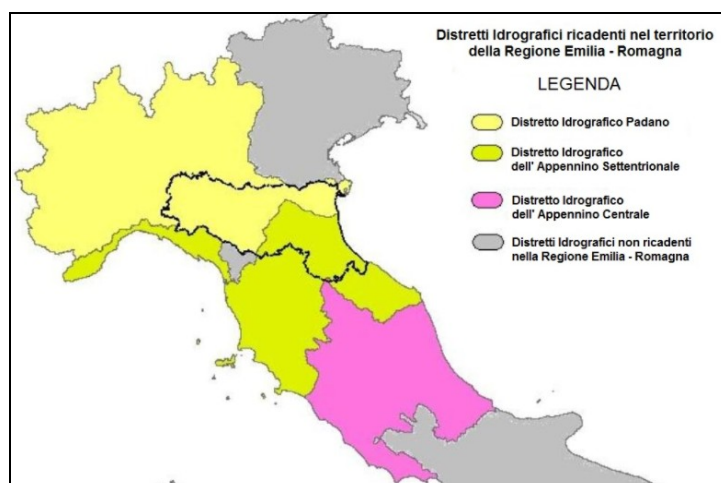


Figura 7. Distretti idrografici ricadenti nel territorio della regione Emilia Romagna

10.2 PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI DEL FIUME PO

Il *Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del fiume Po (PGRA-Po)* è lo strumento di pianificazione territoriale che interessa la zona del comparto F14 oggetto di studio e contiene:

- **Mappatura delle aree allagabili:** Sono definite le aree classificate in base alla pericolosità e al rischio;
- **Quadro organizzativo del sistema di Protezione Civile:** è presente anche una diagnosi delle criticità principali;
- **Misure da adattare per ridurre il rischio nelle varie fasi.** Sono stabilite le azioni da intraprendere per limitare il rischio.

Il *Piano di gestione costituisce stralcio funzionale del Piano di bacino del distretto idrografico del Fiume Po* e rappresenta lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico operativo mediante il quale sono pianificati e programmate le azioni e le misure finalizzate a garantire, per l'ambito territoriale di cui all'oggetto, il perseguimento degli scopi e degli obiettivi ambientali stabiliti dagli artt. 1 e 4 della direttiva 2000/60/CE. Seguendo quindi le indicazioni della direttiva sono stati individuati degli obiettivi validi alla scala di distretto, perseguibili da ogni singola UoM, differenziate a seconda delle caratteristiche fisiche, insediative e produttive di ogni singolo bacino. Pertanto, partendo dalle quattro categorie indicate dalla direttiva ed ovvero salute umana, ambiente, patrimonio culturale ed attività economiche, **gli obiettivi generali alla scala di distretto** sono i seguenti:

- **Obiettivi per la salute umana:**

- a) Riduzione del rischio per la vita e la salute umana;
- b) Mitigazione dei danni ai sistemi che assicurano la sussistenza (reti elettriche, idropotabili, etc.) e l'operatività dei sistemi strategici (ospedali e strutture sanitarie, scuole, etc.).

- **Obiettivi per l'ambiente:**

- a) Riduzione del rischio per le aree protette dagli effetti negativi dovuti al possibile inquinamento in caso di eventi alluvionali;
- b) Mitigazione degli effetti negativi per lo stato ecologico dei corpi idrici dovuti al possibile inquinamento in caso di eventi alluvionali, con riguardo al raggiungimento degli obiettivi ambientali di cui alla direttiva 2000/60/CE.

- **Obiettivi per il patrimonio culturale:**

- a) Riduzione del rischio per i beni culturali, storici ed architettonici esistenti;
- b) Mitigazione dei possibili danni dovuti ad eventi alluvionali sul sistema del paesaggio.

- **Obiettivi per le attività economiche:**

- a) Mitigazione dei danni alla rete infrastrutturale primaria (ferrovie, autostrade, SGC, strade regionali, impianti di trattamento, etc.);
- b) Mitigazione dei danni al sistema economico e produttivo (pubblico e privato);
- c) Mitigazione dei danni alle proprietà immobiliari;
- d) Mitigazione dei danni ai sistemi che consentono il mantenimento delle attività economiche (reti elettriche, idropotabili, etc.).

Gli obiettivi sopra indicati hanno valenza a carattere generale per tutto il distretto e vengono perseguiti tramite l'applicazione di misure definite anch'esse in via generale, ovvero valide per tutto il bacino/distretto. Il PGRA ha il compito di declinare gli obiettivi generali adattandoli al dettaglio nei singoli sistemi (bacini/sottobacini/aree omogenee) dove vengono appunto specificati e per i quali si individuano le misure per il loro raggiungimento. Una volta definiti gli obiettivi generali a scala di distretto, il passo successivo è quello inerente la definizione delle misure generali. Queste devono rispondere a standard europei e, pertanto, fanno riferimento alle quattro categorie principali:

- Misure inerenti alle attività di prevenzione;
- Misure inerenti alle attività di protezione;
- Misure inerenti alle attività di preparazione;
- Misure inerenti alle attività di risposta e ripristino.

10.3 MAPPE DI PERICOLOSITÀ DA ALLUVIONE

Le mappe di pericolosità da alluvione, racchiudono la perimetrazione delle aree geografiche che potrebbero essere interessate da alluvioni, con una suddivisione in *tre classi di Probabilità*:

- P1 *scarsa*: eventi estremi – bassa pericolosità, con tempo di ritorno compreso tra i 100 e 200 anni;
- P2 *media*: eventi con tempo di ritorno maggiore o uguale a 100 anni;
- P3 *alta*: eventi con pericolosità elevata, con tempo di ritorno compreso tra i 20 e i 50 anni.

In base alla valutazione preliminare del rischio, fatti salvi gli strumenti già predisposti nell'ambito della pianificazione di bacino in attuazione di norme previgenti, nonché del D.Lgs. n. 152 del 2006 e s.m.i., **le autorità di bacino distrettuali individuano**, per il distretto idrografico o per la parte di distretto idrografico internazionale situati nel loro territorio, **le zone ove possa sussistere un rischio potenziale significativo di alluvioni o si ritenga che questo si possa generare in futuro.**

La rappresentazione cartografica delle aree potenzialmente interessate da alluvioni distingue:

- alluvioni frequenti (H) = TR 30 – 50 anni;
- alluvioni poco frequenti (M) = TR 100 – 200 anni;
- alluvioni rare (L) = TR fino a 500 anni.

Indagando l'area interessata dal Comparto F14, con riferimento al **reticolo naturale principale**, risulta in **P1 Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventuali estremi.**

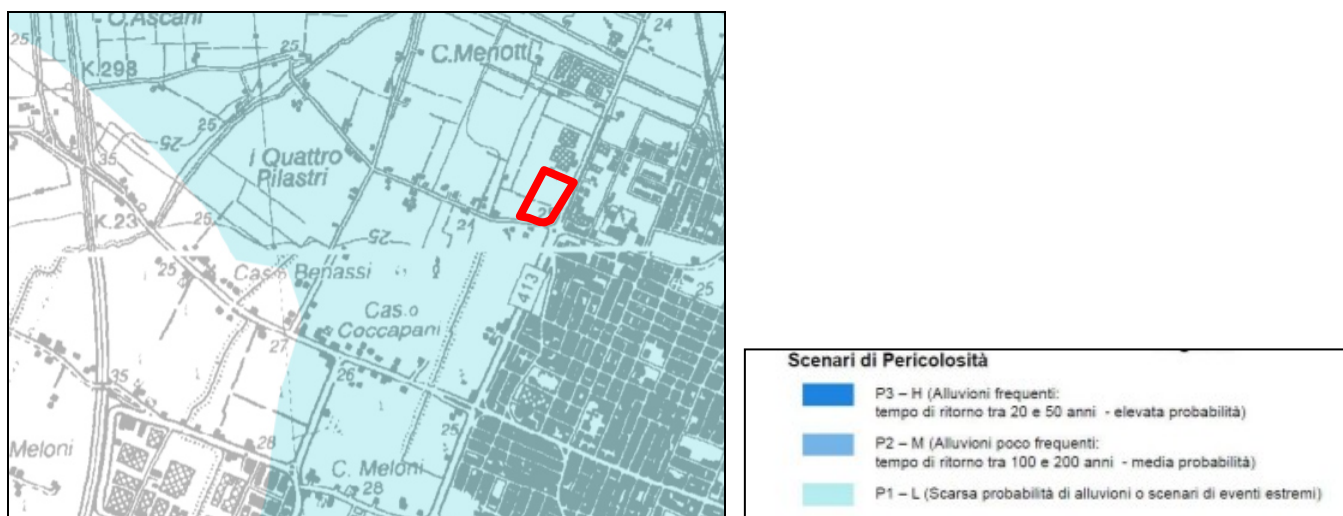


Figura 8 Pericolosità Alluvionale – reticolo naturale principale. (In rosso comparto F14)

Considerando invece il **reticolo secondario di pianura** l'area risulta in parte in **pericolosità da alluvione media (P2)** ed in parte in **pericolosità da alluvione elevata (P3)**.



Figura 9. Mappa delle pericolosità vestizione per pericolosità massima 2019 – reticolo secondario di pianura. (In rosso comparto F14)

Nella seduta di Conferenza Istituzionale Permanente del 20 dicembre 2019 è stato esaminato il primo aggiornamento delle mappe della pericolosità e del rischio del PGRA; al fine di garantire il coordinamento con le mappe del primo ciclo e rispondere a quanto richiesto dalla Direttiva 2007/60 per il *reporting delle mappe nelle APSFR*, l'aggiornamento delle mappe ha riguardato:

- le mappe di pericolosità (aree allagabili) complessive che costituiscono quadro conoscitivo dei PAI;
- le mappe di rischio (R1, R2, R3, R4) complessive, ai sensi del D. Lgs n. 49/2010;
- le mappe di pericolosità e rischio (aree allagabili, tiranti, velocità, elementi esposti) nelle APSFR, che sono oggetto di reporting alla Commissione.

In data 16 marzo 2020 sono stati pubblicati gli atti della Conferenza Istituzionale Permanente (Delib. n.7 e 8 del 20 dicembre 2019) e le mappe delle aree allagabili. Dalla data di pubblicazione hanno trovato applicazione nelle aree interessate da alluvioni individuate ex novo nelle mappe pubblicate le misure di salvaguardia e sono decorsi i termini i termini temporali (tre mesi) della fase di partecipazione attiva. In ragione dell'emergenza epidemiologica Covid-19 la pubblicazione si è conclusa il 14 agosto 2020. Al termine del periodo di salvaguardia, ai sensi di quanto disposto dai Decreti del Segretario Generale 291 e 292 del 10 settembre 2020 nelle aree interessate da inondazioni di nuova individuazione si applicano le disposizioni di cui al Titolo V delle NA del PAI del Po, di cui alla Parte III delle NA del PAI Delta, e di cui alle NA dei PAI dei Bacini Reno, Romagnoli e Conca Marecchia nonché alle successive "Variante di Coordinamento tra il Piano Gestione Rischio Alluvioni e i Piani Stralcio di bacino". Entro i termini della pubblicazione sono pervenute osservazioni, le proposte di controdeduzioni e gli aggiornamenti delle mappe sono stati presentati in Conferenza Operativa nella seduta del 18 dicembre 2020 e sono stati approvati con Decreto del Segretario Generale n.131 del 31/03/2021.

Alcune osservazioni, ritenute accoglibili o parzialmente accoglibili, discendono da nuovi studi e conoscenze che modificano in modo significativo e sostanziale le aree allagabili e non sono state sottoposte a processi partecipativi. Trattandosi di modifiche sostanziali, è stata valutata l'opportunità di una ulteriore fase partecipativa. Nel Decreto del Segretario Generale n.131 del 31/03/2021 è stata disposta la ripubblicazione di tali modifiche e ha preso avvio la fase di partecipazione sulle stesse per un periodo di 90 giorni. Questa fase si è conclusa, per la Regione Emilia Romagna, il 13 luglio 2021 e non sono pervenute ulteriori osservazioni.

Di seguito si riportano le **mappe del rischio**, sia per il **reticolo naturale principale** che per il **reticolo secondario di pianura**.



Figura 1. Mappa del rischio vestizione per UOM 2019 – reticolo naturale principale. (In blu l'area del Comparto F14)

L'area del Comparto F14 risulta ricadere, per il **reticolo naturale principale in Classe di rischio moderato o nullo R1**.



Figura 2. Mappa del rischio massimo 2019 – reticolo secondario di pianura. (In blu l'area del Comparto F14)

Per quanto riguarda il **reticolo secondario di pianura** l'area interessata dal Comparto F14 risulta ricadere in parte in **Classe di rischio medio R2 ed in parte in modesto o nullo R1**.

11. VALUTAZIONE DEL GRADO DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA AI SENSI DELLA D.G.R. 1300 DEL 31/07/2016 COMPARTO F14.

In relazione alle caratteristiche di pericolosità e rischio descritte nel paragrafo precedente, le aree del Comparto F14 risultano in classe di pericolosità P3 e P2 dell'ambito del Reticolo Secondario di pianura, e nella realizzazione degli interventi edilizi proposti si garantirà l'applicazione:

- di misure di riduzione della vulnerabilità dei beni e delle strutture esposte, anche ai fini della tutela della vita umana;
- di misure volte al rispetto del principio dell'invarianza idraulica, finalizzate a salvaguardare la capacità ricettiva del sistema idrico e a contribuire alla difesa idraulica del territorio.

11.1 MISURE PER RIDURRE IL DANNEGGIAMENTO DEI BENI E DELLE STRUTTURE

In ottemperanza alla D.G.R. 1300 del 31/07/2016, l'intervento edilizio proposto all'interno del Comparto F14 sarà realizzato attuando le norme generali di buona tecnica suggerite:

- gli edifici in progetto saranno realizzati ad un piano fuori terra, con quota di imposta del pavimento a 30 cm dalla sommità arginale dello scolo Ravetta e del Diversivo Fossa Nuova Cavata, per i quali è previsto un massimo tirante idrico in uscita dalla sommità arginale di 10cm.
- I nuovi edifici a destinazione commerciale, saranno realizzati in totale sicurezza idraulica, con struttura completamente fuori terra, privi di piani interrati e di impianti elettrici e meccanici interrati.

Le opere esterne, quali parcheggi, viabilità e riporti del terreno, saranno realizzate alla quota del massimo tirante idrico, o leggermente inferiore, e non costituiranno ostacolo ad una potenziale laminazione. Al contrario permetteranno il defluire di una potenziale lama d'acqua, garantendo un volume di laminazione, evitando di aggravare le condizioni di rischio di altre aree.

Parte del parcheggio esterno sarà considerato allagabile, con misure preventive e sarà dotato di dispositivi permanenti di informazione del rischio di alluvione e dispositivi di allarme

da attivare all'occorrenza in caso di allerta, in ottemperanza al piano di gestione del rischio idraulico.

11.2 MISURE PER IL RISPETTO DELL'INVARIANZA IDRAULICA

Si rimanda ai capitoli precedenti che descrivono le scelte progettuali ed i criteri di calcolo, stante le sfavorevoli condizioni idrogeologiche in termini di soggiacenza di falda e vulnerabilità dell'acquifero, che hanno determinato di conferire le portate meteoriche nei canali irrigui circostanti, nel rispetto del vincolo quantitativo di 10 l/s per ettaro impermeabilizzato.

Il deflusso avverrà in modo proporzionato alla capacità ricettiva dei corpi idrici esistenti:

- le acque di dilavamento delle superfici private verranno recapitate mediante stazione di sollevamento nello Scolo Ravetta.
- le acque di dilavamento delle superfici in cessione verranno recapitate a gravità, attraverso il colatore lungo la tangenziale Bruno Losi, nel Diversivo Fossa Nuova Cavata.

Brescia, 30/05/2022

In fede

Ing. Andrea Casarino

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale Bruno Losi - Via Quattro Pilastri
TABELLA n°1_portata di piena

PORTATA DI PIENA	Curva possibilità climatica Carpi -T=50 anni		NOTA PROGETTUALE: ai fini del dimensionamento idraulico delle condotte si è optato di considerare il primo ramo della curva di possibilità climatica di cui alla Relazione tecnico-idraulica in allegato.
	a	66,2100	
	n	0,2300	
	n-1	-0,77	
	(n-1)*0,225	-0,17325	
	Y	0,30	
	Sr	0,30	
per n=0,23	r	0,5050	
	z	0,7670	
	f	0,6710	

0,2313

	Area cop. [ha]	Area cort. [ha]	Area gravante [ha]	Σ Area gravante [ha]	φ imp	φ perm	φ	Area ridotta φ*S	K costante di vaso [s]	tempo critico di pioggia [s]	intensità media di pioggia [mm/h]	Q [mc/s]	Q [l/s]	U [l/(s ha)]
Area coperture	0,4300	0,0000	0,4300	0,4300	0,90	0,70	0,90	0,3870	300,0	151,5	759,2	0,3236	323,60	836,17
Area stalli a parcheggio	0,3648	0,0000	0,3648	0,3648	0,05	0,70	0,05	0,0182	300,0	151,5	759,2	0,0153	15,25	836,17
Area asfalto drenante	1,0290	0,0000	1,0290	1,0290	0,75	0,70	0,75	0,7718	300,0	151,5	759,2	0,6453	645,31	836,17
TOT								1,1770	300,0				984,16	836,17
AREE IN CESSIONE (intra comparto)	0,1436	0,0000	0,1436	0,1436	0,75	0,70	0,75	0,1077	300,0	151,5	759,2	0,0901	90,06	836,17
CONTRIBUTO EXTRA COMPARTO (rotatoria progetto)	0,0362	0,0000	0,0362	0,0362	0,80	0,70	0,80	0,0290	300,0	151,5	759,2	0,0242	24,22	836,17
CONTRIBUTO EXTRA COMPARTO SDF (carreggiata rotatoria esistente)	0,1070	0,0000	0,1070	0,1070	0,80	0,70	0,80	0,0856	300,0	151,5	759,2	0,0716	71,58	836,17
CONTRIBUTO EXTRA COMPARTO SDF (mezza carreggiata tangenziale)	0,0648	0,0000	0,0648	0,0648	0,80	0,70	0,80	0,0518	300,0	151,5	759,2	0,0433	43,31	836,17

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale Bruno Losi - Via Quattro Pilastr

TABELLA n°2_dimensionamento condotte

DIMENSIONAMENTO TUBI					
Diametro interno	Grado di riempimento h/d	A/r2	R/r	V/Vr	Q/Qr
D ≤ 400 mm	0,500	1,571	0,500	1,000	0,500
400 mm < D ≤ 600 mm	0,600	1,968	0,555	1,072	0,672
D > 600 mm	0,700	2,349	0,593	1,119	0,837
k	80				

									Sezioni commerciali		
	Q [l/s]	i [m/m]	k	A/r2	R/r	Grado di riempimento ammissibile	r [m]	diametro di calcolo [mm]	diametro interno [mm]	diametro esterno [mm]	Percentuale di riempimento
tratto P1-P13	43,244	0,002	80	2,349	0,593	0,700	0,157952	316	297	315	74
tratto P7-P13	43,244	0,002	80	2,349	0,593	0,700	0,157952	316	297	315	74
tratto P12-P13	43,244	0,002	80	2,349	0,593	0,700	0,157952	316	297	315	74
tratto A-F	474,213	0,001	80	2,349	0,593	0,700	0,441557	883	scatolare 1,20x1,00		
tratto F-SB	948,427	0,001	80	2,349	0,593	0,700	0,572628	1.145	scatolare 1,20x1,00		

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale Bruno Losi - Via Quattro Pilastri

TABELLA n°3_dimensionamento invaso (aree in cessione)

SUPERFICI	Atot contribuente (ha)	A impermeabile intra comparto (ha)	A impermeabile extra comparto (ha)
	0,3141	0,1446	0,0290

PORTATA VINCOLATA	A impermeabile intra comparto (ha)	q* (l/s haimp)	Qout (l/s)	Qout ESISTENTE (l/s)	Qout TOT (l/s)
	0,1736	10,0000	1,736	114,89	116,63

INVASO COLATORE	L (m)	b_prog (m)	B_prog (m)	A_prog(m)	Hut (m)	W prog (mc)	Wcalcolo (mc)	Wmin (mc)
	185,0000	1,2000	3,0000	0,5403	0,26	99,9611	98,5268	86,8025

Idrogrammi di piena	Tp (min)	i (mm/h)	Tcritica (min)	ΔW (mc)
	15	192,54	20	31,35
	30	112,91	34	46,81
	60	66,21	64	66,23
	120	38,83	123	84,80
	180	28,41	183	92,82
	240	22,77	242	96,75
	300	19,17	302	98,53
	360	16,66	361	98,33
	420	14,80	421	97,93
	480	13,35	481	96,83
	540	0,82	541	95,20

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale Bruno Losi - Via Quattro Pilastr

TABELLA n°4_dimensionamento invaso (area privata)

SUPERFICI	A TOT contribuente (ha)	A1 coperture (ha)	A2 stalli (ha)	A3 asfalto(ha)	φ1	φ2	φ3	ATOT impermeabile (ha)
	1,4926	0,4100	0,2350	0,8476	1,0000	0,0500	0,7500	1,0575
PORTATA VINCOLATA	ATOT impermeabile (ha)	q* (l/s haimp)	Qout (l/s)	PE100 PN16				
	1,0575	10,0000	10,57	DN125 (102,2 mm)				
INVASO IN LINEA	L (m)	B (m)	Hut (m)	W(mc)	grado riempimento medio (%)	Wut (mc)	Wmin (mc)	
	520,0000	1,2000	1,0000	624,0000	15,0000	530,4000	528,7250	

Idrogrammi di piena	Tp (min)	i (mm/h)	Tcritica (min)	ΔW (mc)<Wut
	15	171,97	20	397,26
	30	94,74	34	453,98
	60	52,20	64	497,04
	120	28,76	123	521,95
	180	20,29	183	521,83
	240	15,85	242	511,50
	300	13,08	302	495,49
	360	11,18	361	474,69
	420	14,80	421	452,80
	480	13,35	481	428,94
	540	7,89	541	403,58

tratto N2-N10	1,858	0,005	80	1,571	0,500	0,500	0,050	99,164	188	200	26
tratto N10-SN	3,715	0,005	80	1,571	0,500	0,500	0,064	128,600	296	315	22
tratto SN-Fogna comunale	tubazione in pressione PE100 DN90										

VERIFICA VELOCITA'						
	Q [l/s]	h0 (m)	h0/r	V/Vr	Vr (m/s)	V (m/s)
tratto N2-N10	1,858	0,050	0,53	0,66	0,737	0,486
tratto N10-SN	3,715	0,064	0,43	0,65	0,997	0,648

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale Bruno Losi - Via Quattro Pilastr
TABELLA n°6a_verifica statica tubazioni

TUBAZIONE FLESSIBILE IN PVC SN8

Misto sabbia e ghiaia $\gamma_t=19,613$ [KN/m³]-Terreno a grana grossolana con più del 12% di fini - costipamento leggero <85% Proctor e <40% densità relativa

	Pst= $\gamma_t \cdot H \cdot D$ [N/m] carico verticale di reinterro	γ_t [N/m ³]	H [m]	D [m]												
sez.pozz.N2	3922,6	19613	1	0,2												
	$P_{vd}=C_d \cdot p_a \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico verticale mobile distribuito	p_a [N/m ²]	D [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]	$C_d=0,215 \cdot H^{-1,489}$										
sez.pozz.N2	2741,895	49050	0,2	1,3	1	0,215										
	$P_{vc}=p_v \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico mobile concentrato	$p_v = 43100 \cdot H^{1,206}$ [N/m ²]	D [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]											
sez.pozz.N2	11206	43100	0,2	1,3	1											
	$P_a=5788 \cdot d^2$ [N/m] carico acqua nel tubo	d [m]														
sez.pozz.N2	204,571072	0,188														

VERIFICA STATICA DI TUBAZIONI FLESSIBILI

	verifica inflessione diametrale $y=[(D_c \cdot W_c + W_m) \cdot K_a \cdot r^2] / (E_s \cdot I + 0,061 \cdot K_a \cdot E_s \cdot r^3) + a < 0,05 \cdot D$ [cm]	se $y < 0,05 D$ [cm] inflessione diametrale verificata	PREVEDERE STRATO DI RIPARTIZIONE CARICHI IN CLS SP. 20 cm AL DI SOPRA DELLA GENERATRICE SUPERIORE PER CONTENERE L'INFLESSIONE DIAMETRALE NON VERIFICATA	D_c	K_a tabulato	W_c [N/cm] carico verticale suolo	W_m [N/cm] carico mobile	$r=(D-s)/2$ [cm] raggio medio tubazione	s [cm]	E_s [N/cm ²] tabulato (costipamento leggero terreno a grana grossolana)	$E_s I = RG \cdot D_m^3$ [N*cm]	K_a tabulato	a tabulato	D [cm]	RG [N/cm ²]	
sez.pozz.N2	0,984359264	TRUE	NO	1,5	0,083	39,226	112,06	9,7	0,6	280	1460,2768	0,75	0	20	0,2	
	verifica sollecitazione massima di flessione $\sigma = D_c E_s (y/D) (s/D)$ [N/cm ²]	$\sigma < \sigma_{lim}/1,5$ con σ_{lim} fornito dalla ditta pari a 2400N/cm ²	y [cm]	D [cm]	s [cm]	D_c tabulato	E_s [N/cm ²]									
sez.pozz.N2	775,1829207	TRUE	0,984359264	20	0,6	3,5	150000									
	verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (buckling) $y_w H_w + R_w W_c / D + W / D < q_a$	pressione ammissibile $q_a = 1/2,5 (32 R_w B' E_s E_s I / D^3)^{1/2}$	W_c [N/cm] carico verticale suolo	W_m [N/cm] carico mobile	D [cm]	H= H_w [cm]	$R_w = 1 - 0,33 (H_w / H)$ [cm]	$y_w =$ peso specifico acqua 0,0098 N/cm ³	$E_s I = RG \cdot D^3$ [N*cm]	E_s [N/cm ²] tabulato	$B' = 1 / (1 + 4e^{-0,213 H})$					
sez.pozz.N2	7,917071	13,24109789	39,226	112,06	20	100	0,67	0,01	1460,2768	280	0,999999998					

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale Bruno Losi - Via Quattro Pilastr
TABELLA n°6b_verifica statica tubazioni

TUBAZIONE FLESSIBILE IN PVC SN8

Misto sabbia e ghiaia $\gamma_t=19,613$ [KN/m³]-Terreno a grana grossolana con più del 12% di fini - costipamento leggero <85% Proctor e <40% densità relativa

	Pst= $\gamma_t \cdot H \cdot D$ [N/m] carico verticale di reinterro	γ_t [N/m ³]	H [m]	D [m]												
sez.pozz.N13	12356,19	19613	2	0,315												
	$P_{vd}=C_d \cdot p_a \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico verticale mobile distribuito	p_a [N/m ²]	D [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]	$C_d=0,215 \cdot H^{-1,489}$										
sez.pozz.N13	1360,981439	49050	0,315	1,15	2	0,076595772										
	$P_{vc}=p_v \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico mobile concentrato	$p_v = 43100 \cdot H^{1,206}$ [N/m ²]	D [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]											
sez.pozz.N13	6767,737253	18682,50449	0,315	1,15	2											
	$P_a=5788 \cdot d^2$ [N/m] carico acqua nel tubo	d [m]														
sez.pozz.N13	510,553692	0,297														

VERIFICA STATICA DI TUBAZIONI FLESSIBILI

	verifica inflessione diametrale $y=[(D_c \cdot W_c + W_m) \cdot K_a \cdot r^3] / (E_s \cdot I + 0,061 \cdot K_a \cdot E_s \cdot r^3) + a < 0,05 \cdot D$ [cm]	se $y < 0,05 D$ [cm] inflessione diametrale verificata	PREVEDERE STRATO DI RIPARTIZIONE CARICHI IN CLS SP. 20 cm AL DI SOPRA DELLA GENERATRICE SUPERIORE PER CONTENERE L'INFLESSIONE DIAMETRALE NON VERIFICATA	D_c	K_a tabulato	W_c [N/cm] carico verticale suolo	W_m [N/cm] carico mobile	$r=(D-s)/2$ [cm] raggio medio tubazione	s [cm]	E_s [N/cm ²] tabulato (costipamento leggero terreno a grana grossolana)	$E_s I = RG \cdot D_m^3$ [N*cm]	K_a tabulato	a tabulato	D [cm]	RG [N/cm ²]	
sez.pozz.N13	1,457368388	TRUE	NO	1,5	0,083	123,5619	67,67737253	15,3	0,9	280	5730,5232	0,75	0	31,5	0,2	
	verifica sollecitazione massima di flessione $\sigma = D_c E_s (y/D) (s/D)$ [N/cm ²]	$\sigma < \sigma_{lim}/1,5$ con σ_{lim} fornito dalla ditta pari a 2400N/cm ²	y [cm]	D [cm]	s [cm]	D_c tabulato	E_s [N/cm ²]									
sez.pozz.N13	693,9849466	TRUE	1,457368388	31,5	0,9	3,5	150000									
	verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (buckling) $y_w H_w + R_w W_c / D + W / D < q_a$	pressione ammissibile $q_a = 1/2,5 (32 R_w B' E_s E_s I / D^3)^{1/2}$	W_c [N/cm] carico verticale suolo	W_m [N/cm] carico mobile	D [cm]	H= H_w [cm]	$R_w = 1 - 0,33 (H_w / H)$ [cm]	$y_w =$ peso specifico acqua 0,0098 N/cm ³	$E_s I = RG \cdot D^3$ [N*cm]	E_s [N/cm ²] tabulato	$B' = 1 / (1 + 4e^{-0,213 H})$					
sez.pozz.N13	6,776630017	13,27035999	123,5619	67,67737253	31,5	200	0,67	0,01	5730,5232	280	1					

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale Bruno Losi - Via Quattro Pilastr
TABELLA n°6c_verifica statica tubazioni

TUBAZIONE FLESSIBILE IN PVC SN8

Misto sabbia e ghiaia $\gamma_t=19,613$ [KN/m³]-Terreno a grana grossolana con più del 12% di fini - costipamento leggero <85% Proctor e <40% densità relativa

	$Pst=Y_t \cdot H \cdot D$ [N/m] carico verticale di reinterro	γ_t [N/m ³]	H [m]	D [m]												
sez.pozz.01	7845,2	19613	1	0,4												
	$Pvd=C_d \cdot p_a \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico verticale mobile distribuito	p_a [N/m ²]	D [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]	$Cd=0,215 \cdot H^{-1,489}$										
sez.pozz.01	5483,79	49050	0,4	1,3	1	0,215										
	$Pvc=p_v \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico mobile concentrato	$p_v = 43100 \cdot H^{1,206}$ [N/m ²]	D [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]											
sez.pozz.01	22412	43100	0,4	1,3	1											
	$Pa=5788 \cdot d^2$ [N/m] carico acqua nel tubo	d [m]														
sez.pozz.01	822,642652	0,377														

VERIFICA STATICA DI TUBAZIONI FLESSIBILI

	verifica inflessione diametrale $y=[(D_c \cdot W_c + W_m) \cdot K_a \cdot r^3] / (E_s \cdot I + 0,061 \cdot K_a \cdot E_s \cdot r^3) + a < 0,05 \cdot D$ [cm]	se $y < 0,05 D$ [cm] inflessione diametrale verificata	PREVEDERE STRATO DI RIPARTIZIONE CARICHI IN CLS SP. 20 cm AL DI SOPRA DELLA GENERATRICE SUPERIORE PER CONTENERE L'INFLESSIONE DIAMETRALE NON VERIFICATA	D_c	K_a tabulato	W_c [N/cm] carico verticale suolo	W_m [N/cm] carico mobile	$r=(D-s)/2$ [cm] raggio medio tubazione	s [cm]	E_s [N/cm ²] tabulato (costipamento leggero terreno a grana grossolana)	$E_s I = RG \cdot D_m^3$ [N*cm]	K_a tabulato	a tabulato	D [cm]	RG [N/cm ²]	
sez.pozz.01	1,968718529	TRUE	NO	1,5	0,083	78,452	224,12	19,425	1,15	280	11727,43583	0,75	0	40	0,2	
	verifica sollecitazione massima di flessione $\sigma = D_c E_s (y/D) (s/D)$ [N/cm ²]	$\sigma < \sigma_{lim}/1,5$ con σ_{lim} fornito dalla ditta pari a 2400N/cm ²	y [cm]	D [cm]	s [cm]	D_c tabulato	E_s [N/cm ²]									
sez.pozz.01	742,8836324	TRUE	1,968718529	40	1,15	3,5	150000									
	verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (buckling) $y_w H_w + R_w W_c / D + W / D < q_a$	pressione ammissibile $q_a = 1/2,5 (32 R_w B' E_s E_s I / D^3)^{1/2}$	W_c [N/cm] carico verticale suolo	W_m [N/cm] carico mobile	D [cm]	H = H_w [cm]	$R_w = 1 - 0,33 (H_w / H)$ [cm]	$y_w =$ peso specifico acqua 0,0098 N/cm ³	$E_s I = RG \cdot D^3$ [N*cm]	E_s [N/cm ²] tabulato	$B' = 1 / (1 + 4e^{-0,213 H})$					
sez.pozz.01	7,917071	13,26670104	78,452	224,12	40	100	0,67	0,01	11727,43583	280	0,999999998					

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale Bruno Losi - Via Quattro Pilastr
TABELLA n°6d_verifica statica tubazioni

TUBAZIONE FLESSIBILE IN PVC SN8

Misto sabbia e ghiaia $\gamma_t=19,613$ [KN/m³]-Terreno a grana grossolana con più del 12% di fini - costipamento leggero <85% Proctor e <40% densità relativa

	$Pst=Y_t \cdot H \cdot D$ [N/m] carico verticale di reinterro	γ_t [N/m ³]	H [m]	D [m]												
sez.pozz.G	13140,71	19613	1,34	0,5												
	$Pvd=C_d \cdot p_a \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico verticale mobile distribuito	p_a [N/m ²]	D [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]	$Cd=0,215 \cdot H^{-1,489}$										
sez.pozz.G	4173,76008	49050	0,5	1,223880597	1,34	0,139052697										
	$Pvc=p_v \cdot D \cdot \varphi$ [N/m] sovraccarico mobile concentrato	$p_v = 43100 \cdot H^{1,206}$ [N/m ²]	D [m]	$\phi=1+0,3/H$	H [m]											
sez.pozz.G	18530,9608	30282,30179	0,5	1,223880597	1,34											
	$Pa=5788 \cdot d^2$ [N/m] carico acqua nel tubo	d [m]														
sez.pozz.G	1224,7408	0,46														

VERIFICA STATICA DI TUBAZIONI FLESSIBILI

	verifica inflessione diametrale $y=[(D_c \cdot W_c + W_m) \cdot K_a \cdot r^3] / (E_s \cdot I + 0,061 \cdot K_a \cdot E_s \cdot r^3) + a < 0,05 \cdot D$ [cm]	se $y < 0,05 D$ [cm] inflessione diametrale verificata	PREVEDERE STRATO DI RIPARTIZIONE CARICHI IN CLS SP. 20 cm AL DI SOPRA DELLA GENERATRICE SUPERIORE PER CONTENERE L'INFLESSIONE DIAMETRALE NON VERIFICATA	D_c	K_a tabulato	W_c [N/cm] carico verticale suolo	W_m [N/cm] carico mobile	$r=(D-s)/2$ [cm] raggio medio tubazione	s [cm]	E_s [N/cm ²] tabulato (costipamento leggero terreno a grana grossolana)	$E_s I = RG \cdot D_m^3$ [N*cm]	K_a tabulato	a tabulato	D [cm]	RG [N/cm ²]	
sez.pozz.G	2,202698224	TRUE	NO	1,5	0,083	131,4071	185,309608	24	2	280	22118,4	0,75	0	50	0,2	
	verifica sollecitazione massima di flessione $\sigma = D_c E_s (y/D) (s/D)$ [N/cm ²]	$\sigma < \sigma_{lim} / 1,5$ con σ_{lim} fornito dalla ditta pari a 2400N/cm ²	y [cm]	D [cm]	s [cm]	D_c tabulato	E_s [N/cm ²]									
sez.pozz.G	925,1332542	TRUE	2,202698224	50	2	3,5	150000									
	verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (buckling) $y_w H_w + R_w W_c / D + W / D < q_a$	pressione ammissibile $q_a = 1/2,5 (32 R_w B' E_s E_s I / D^3)^{1/2}$	W_c [N/cm] carico verticale suolo	W_m [N/cm] carico mobile	D [cm]	H = H_w [cm]	$R_w = 1 - 0,33 (H_w / H)$ [cm]	$y_w =$ peso specifico acqua 0,0098 N/cm ³	$E_s I = RG \cdot D^3$ [N*cm]	E_s [N/cm ²] tabulato	$B' = 1 / (1 + 4e^{-0,213 H})$					
sez.pozz.G	6,8070473	13,0368673	131,4071	185,309608	50	134	0,67	0,01	22118,4	280	1					

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale
 Bruno Losi - Via Quattro Pilastri
TABELLA n°7_dimENSIONAMENTO SB

Dimensionamento SB_rete bianca		
ipotesi: n.2 elettropompe (di cui 1 di riserva)		
Qp (l/s)	10,57	portata singola pompa
Qp/2 (l/s)	5,29	portata critica in ingresso
z (n/h)	10,00	max avviamenti orari accettabili
Vut (mc)	0,48	volume utile singola pompa
L (m)	1,50	
B (m)	1,50	
S (mq)	2,25	
F (m)	0,10	
h pescaggio (m)	0,35	
Vbase (mc)	1,01	
Vutile tot = Vbase+Vut	1,49	volume pozzetto di carico
Hutile (m)	0,66	volume pozzetto di carico
tubazione di mandata PE100 DN140		
Q (l/s)	10,57	
Q (l/h)	38068,20	
J (mm/m)	22,00	
L (m)	6,00	
JL(mm)	132,00	
H (m)	5,50	prevalenza

CARPI (MO)_AREA COMMERCIALE -Tangenziale
 Bruno Losi - Via Quattro Pilastri
TABELLA n°8_dimENSIONAMENTO SN

Dimensionamento SN rete nera		
ipotesi: n.2 elettropompe (di cui 1 di riserva)		
Qp (l/s)	3,54	portata singola pompa
Qp/2 (l/s)	1,77	portata critica in ingresso
z (n/h)	10,00	max avviamenti orari accettabili
Vut (mc)	0,16	volume utile singola pompa
L (m)	1,50	
B (m)	1,50	
S (mq)	2,25	
F (m)	0,10	
h pescaggio (m)	0,35	
Vbase (mc)	1,01	
Vutile tot = Vbase+Vut	1,17	volume pozzetto di carico
Hutile (m)	0,52	volume pozzetto di carico
tubazione di mandata PE100 DN90		
Q (l/s)	3,54	
Q (l/h)	12726,20	
J (mm/m)	22,00	
L (m)	6,00	
JL(mm)	132,00	
H (m)	5,00	prevalenza