



CICLI INTEGRATI IMPIANTI PRIMARI

Via della Repubblica n. 24 - 63100 Ascoli Piceno

Servizio Idrico Integrato

COMUNE DI FERMO

Potenziamento fino alla potenzialità di 70.000 AE
del depuratore Basso Tenna nel Comune di Fermo
1° stralcio + 2° stralcio

PROGETTO DEFINITIVO

elaborato: ALL 1.05	titolo: RELAZIONE DI INVARIANZA IDRAULICA	scala -/--
data: Marzo 2016		

I PROGETTISTI:



Ing. Enrico Maria Battistoni

INGEGNERIA AMBIENTE S.r.l.
Via del Consorzio, 39 - 60015 Falconara Marittima (AN)
tel. 071-9162094 - fax 071-9189580
e-mail: info@ingegneriaambiente.it

VISTO:
IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO TECNICO
Dott. Ing. Alessandro Tesei

Ing. Amedeo Grilli

Via Perpentì, 16 - 63900 Fermo (FM)
telefax: 0734-225650
e-mail: ingegnerigrilli@virgilio.it

COLLABORAZIONE ALLA PROGETTAZIONE

ING. LORENZO BURZACCA

ING. PIETRO GRILLI

ING. GIORGIA BARIANI

ING. MARTINA SANTINELLI

N. REV.	DATA	DESCRIZIONE AGGIORNAMENTO
AGGIORNAMENTI		

CODICE PROGETTO:	D028 D044	CODICE COMMESSA:	DX28 DX44	IDENTIFICATIVO AATO:	192049 192050
------------------	--------------	------------------	--------------	----------------------	------------------

INDICE

1. PREMESSA	2
2. INDIVIDUAZIONE DEL SITO DI INTERESSE	3
2.1. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	3
2.2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI	7
3. RETE DI DRENAGGIO INTERNA	9
3.1. IL DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI DRENAGGIO INTERNA – METODO DELL’INVASO	9
3.2. I RISULTATI DI CALCOLO.....	13
4. CALCOLO DEI VOLUMI DI INVASO E MISURE DI COMPENSAZIONE	15
4.1. DEFINIZIONE DELLA CLASSE DI INTERVENTO	15
4.1.1. <i>Calcolo del volume di invaso e misure di compensazione</i>	16

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 2-1: FILIERA DI PROCESSO ALLO STATO DI PROGETTO DELL’IMPIANTO DEL BASSO TENNA	7
TABELLA 2-2: FILIERA DI PROCESSO ALLO STATO DI PROGETTO DELL’IMPIANTO DEL BASSO TENNA – LINEA BOTTINI	8
TABELLA 3-1 – RISULTATI DEL DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE – STATO DI PROGETTO	14
TABELLA 4-1 – CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI DI TRASFORMAZIONE DELLE SUPERFICI AI FINI DELL’INVARIANZA IDRAULICA (TABELLA 1 – COMMA B.3 – LINEE GUIDA “B” –SVILUPPO DELLA VERIFICA PER L’INVARIANZA IDRAULICA)	15
TABELLA 4-2 – RIPARTIZIONE DELLE SUPERFICI DELL’AREA DI INTERVENTO ALLO STATO DI FATTO ED ALLO STATO DI PROGETTO	16
TABELLA 4-3: CARATTERISTICHE DIMENSIONALI DELLA POZZO DI RACCOLTA E SOLLEVAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE.....	19
TABELLA 4-4: DIMENSIONAMENTO TROPPO PIENO STAZIONE DI SOLLEVAMENTO.....	20

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 2-1: AEROFOTOCARTA DELL’AREA DI INTERESSE	3
FIGURA 2-2: ESTRATTO DEL PRG E LEGENDA	4
FIGURA 2-3: CARTOGRAFIA PAI	6
FIGURA 3-1: PARAMETRI DIMENSIONALI ED OPERATIVI PER CONDOTTE PARZIALMENTE RIEMPITE	10
FIGURA 4-1: FOGLIO DI CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO AI SENSI DEL TITOLO III DELLA DGR N. 53/2014	18

1. PREMESSA

Nella presente relazione si riporta un sunto del dimensionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche scolanti sulla nuova area di impianto Basso Tenna (linea da 50.000 AE); al fine di garantire l'invarianza idraulica del corpo idrico di scolo, la presente progettazione definitiva prevede la realizzazione di un volume di invaso con sollevamento e rilancio delle acque meteoriche.

La relazione riporta quindi il dimensionamento di tale volumetrie e delle elettromeccaniche a servizio.

-

2. INDIVIDUAZIONE DEL SITO DI INTERESSE

2.1. Inquadramento territoriale

L'area attualmente destinata alla depurazione e ai futuri ampliamenti di trattamento ha una superficie pari a circa 4 ha (Figura 2-1). L'area è posta appena ad OVEST dell'autostrada A14, appartata rispetto ad abitazioni ed impianti. Le coordinate della zona sono: Latitudine 43° 13' 41'' N; Longitudine 13° 45' 39'' E). L'area ha conformazione subpianeggiante ed una quota media di circa 8-8,5 m s.l.m.m. a fronte di una quota media del fiume di circa 5,00 m; l'accesso alla zona è garantito da una viabilità interpodereale bianca.

L'impianto di depurazione del Basso Tenna scarica l'effluente nel vicino fiume Tenna.

Figura 2-1: Aerofotocarta dell'area di interesse



 Area impianto I e II Lotto

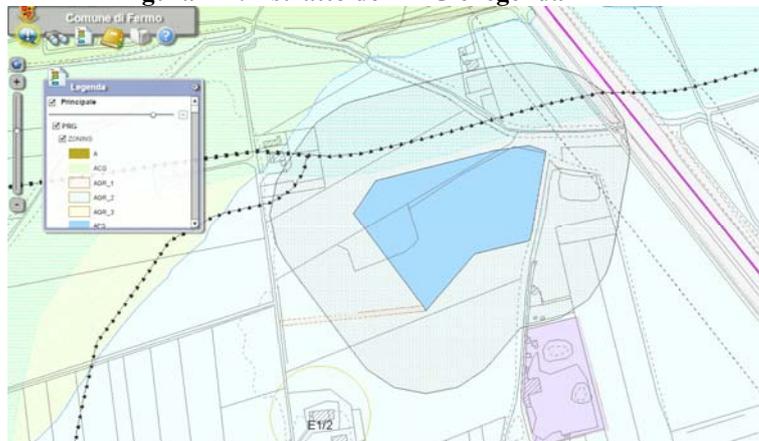
L'area è esente da vincoli di natura Paesistico Ambientale, zone a rischio idrogeologico (esondazione ecc.) individuate nell'ambito del Piano di Assetto Idrogeologico dell'Autorità di bacino Regionale, fasce di rispetto stradali, edifici storici ecc. I pochi edifici esistenti ed un'area destinata ad Edifici sparsi per attività produttive (D1 art 69 nt PRG) si collocano infatti a distanza dal confine del nuovo impianto sempre maggiore di 100 metri, nel rispetto pertanto del dettato dalla Deliberazione 4 febbraio 1977 del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque

dall'inquinamento Criteri, metodologie e norme tecniche generali di cui all'art. 2, lettere b), d) ed e), della legge 10 maggio 1976, n. 319, recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento.

Il P.R.G. (Figura 2-2) zonizza l'area su cui insisterà l'impianto come zona APS "Aree per attrezzature pubblici e attrezzature tecnologiche per servizi urbani (APS)", normata dall'Art. 46 del Piano. Come si nota dalla figura sottostante, l'area è circondata da una fascia di rispetto in cui non rientrano i pochi edifici esistenti e limitrofi, tutti a distanza dal confine del nuovo impianto maggiore a 100 metri, nel rispetto della Deliberazione 4 febbraio 1977 del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento Criteri, metodologie e norme tecniche generali di cui all'art. 2, lettere b), d) ed e), della legge 10 maggio 1976, n. 319, recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento. L'impianto risulta circondato da aree AGR2 individuate come "Area agricola della piana alluvionale dei fiumi Tenna ed Ete e della piana costiera".

L'impianto non risulta inoltre interessato dai vincoli legati alle fasce di rispetto autostradale, né a quelli connessi all'esonabilità dell'area e alla tutela dei corsi d'acqua.

Figura 2-2: Estratto del PRG e legenda



<p>ZONING APS Aree per attrezzature pubblici servizi e attrezzature tecnologiche per servizi urbani (APS) (art. 46 nt) e Aree Progetto (da art. 76 nt ad art. 135 nt)</p> <p>Esondazioni R2 PAI (art. 11 L.R. 25/05/1999 n.13) Rischio Medio (R2)</p> <p>Aree ex L.431/1985 Aree (art. 142 lettere a) e c) D.Lgs. 22/01/2004 n. 42)</p>	<p>Zone di Rispetto Zona di rispetto</p> <p>ZONING D1 Edifici sparsi per attività produttive (D1) (art. 69 nt)</p>
---	--

Corsi d'Acqua Ambito di tutela integrale dei corsi d'acqua (art. 28 nt) Aree ex L.431/1985 Aree (art. 142 lettere a) e c) D.Lgs. 22/01/2004 n. 42)		Canali Storici Canali di costruzione storica (art. 56 nt)	
		~Rispetti Stradali RIS_STR Fasce di rispetto stradali (art. 51 nt)	
~Rispetti Stradali RIS_STR Fasce di rispetto stradali (art. 51 nt) Viabilità' STR_AUTOSTRADA		Edifici Extraurbani 1 Edifici extraurbani di valore storico - architettonico che conservano le caratteristiche di maggior interesse (art. 57 nt)	
ZONING AGR_2 Aree agricole della piana alluvionale dei fiumi Tenna ed Ete e della piana costiera (art. 56 nt)			

Il Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale, approvato con Delibera del Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004 e successivi atti di modifica disponibili al link http://www.autoritabacino.marche.it/pai/pai_agg.asp, ha permesso di verificare l'assenza di pericolosità e rischio idrogeologico nell'area di interesse del progetto. Il Piano è stato redatto dalla Regione Marche – Autorità di Bacino Regionale – ai sensi dell'art. 17 comma 6-ter della Legge 18 maggio 1989 n.183, come prescritto dall'art. 1 della Legge 3 agosto 1998 n. 267 e dall'art. 1 bis della Legge 11 dicembre 2000 n. 365.

Il P.A.I. classifica i territori in funzione delle condizioni di pericolosità e rischio, per entrambe le quali valgono le medesime norme, nelle seguenti classi:

Pericolosità

- P1 (pericolosità bassa);
- P2 (pericolosità media);
- P3 (pericolosità elevata);
- P4 (pericolosità molto elevata).

Rischio

- R1 (rischio basso);
- R2 (rischio medio);
- R3 (rischio elevato);
- R4 (rischio molto elevato).

Per quanto riguarda l'area di studio, il PAI individua le fasce di territorio inondabili assimilabili a piene con tempi di ritorno fino a 200 anni del fiume Tenna e del Fosso S. Marco alle Paludi, e le suddivide in tronchi distinti in base ai livelli di rischio, come di seguito indicato:

R1 – Tenna – per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali;

R2 – Fosso S. Marco alle Paludi - per il quale sono possibili danni agli edifici, alle infrastrutture, al patrimonio ambientale che non pregiudicano l’incolumità del personale, l’agibilità degli edifici, e la funzionalità delle attività economiche.

L’area di intervento per la costruzione del depuratore è ubicata al di fuori della zona a rischio di esondabilità.

Figura 2-3: Cartografia PAI



Il territorio circostante l’area d’intervento è caratterizzato da un paesaggio riferibile essenzialmente all’ambiente fluviale legato al fiume Tenna, che ha qui uno sviluppo sostanzialmente lineare, al Fosso di S. Marco alle Paludi e al Fosso degli Alberelli. L’unità di paesaggio è pertanto individuata dai caratteri morfologici dettati dalla rete di drenaggio costituita dai fossi citati, di piccole e medie dimensioni che, dai fondi coltivati, defluiscono verso il corso d’acqua principale incassato rispetto alle aree attigue, o verso il mare. La morfologia pianeggiante dell’area non presenta fenomeni di dissesto in atto o potenziali pertanto, gli unici processi geomorfologici possibili sono legati esclusivamente alla dinamica fluviale del fiume Tenna e dei fossi circostanti.

2.2. Descrizione degli interventi previsti

Di seguito si riporta la filiera di processo dell'impianto nel suo stato riformato totale per i 70.000 AE (comprensivo di I Lotto 20.000 e di Ampliamento del II Lotto 50.000), in modo da comprendere le ricollocazioni di alcune unità operative della linea fanghi esistente, anche in previsione della linea di trattamento bottini richiesta dalla stazione appaltante per un carico massimo di 45 m3/d:

Tabella 2-1: Filiera di processo allo stato di progetto dell'impianto del Basso Tenna

		I Lotto Impianto esistente 20.000 AE	II Lotto Impianto in progettazione
Operazioni unitarie			
Linea Acque	N. di linee		
Pozzetto di ingresso	N.	1	1
Interconnessione 20.000 AE con 50.000 AE	N.	////////	1 ¹
Grigliatura grossolana	N.	1	2
Grigliatura fine	N.	2	2
Desabbiatura tipo pista pre-sollevamento	N.	////////	2
Stazione di sollevamento	N.	1	1
Desabbiatura tipo pista post-sollevamento	N.	1	////////
Ripartitore di portata / selettore anossico	N.	1	1
Vasca biologica a Cicli Alternati – N. Linee	N.	2	2
Sedimentatore secondario	N.	2	4
Filtrazione su tela	N.	2	2
Disinfezione (vasca di contatto)	N.	2	2
Disinfezione (UV)	N.	1 ²	1 ³
Pozzetto di uscita	N.	1	
Linea Fanghi			
Pozzo fanghi	N.	1 ⁴	2 ⁴
Ozonolisi dei fanghi di ricircolo	N.	////////	1 ⁸
Ispezzatore fanghi	N.	1 ^{5-6a}	
Addensatore dinamico	N.	2 ^{5-6b}	
Stabilizzazione aerobica	N.	2	
Estrattore centrifugo	N.	2 ⁷	
Pirolisi dei fanghi	N.	1 ⁹	

¹ Tubazione di interconnessione realizzata nell'ampliamento per collegare i 2 impianti in testa alla filiera di processo della linea Acque, non oggetto del presente appalto

² Portata di progetto: ½ Qmaxbio (1/2 Portata massima afferente al processo biologico)

³ Portata di progetto: Qmaxbio (Portata massima afferente al processo biologico)

⁴ Pozzo fanghi parzializzato con paratoia per ogni sedimentatore

⁵ Nell'ampliamento l'ispezzatore gravitazionale esistente e l'addensatore dinamico esistente verranno adeguati per il trattamento dei bottini

^{6a} Nuova realizzazione

^{6b} Nuove forniture

⁷ N.1 estrattore centrifugo esistente + N.1 proveniente dal Lido di Fermo

⁸ Proveniente dal Lido di Fermo, per la presente progettazione l'intervento concerne solo lo spostamento delle utilities e la realizzazione dei locali di alloggio

⁹ Non oggetto del presente appalto

Come anticipato, il progetto prevede l'implementazione di una filiera per il trattamento dei bottini – fosse settiche (Fanghi di fosse settiche, rifiuti della pulizia di reti fognarie, fanghi prodotti dal trattamento delle acque reflue urbane: CER 20.03.04/ 20.03.06/ 19.08.05) per una portata di 45 m³/d.

Tabella 2-2: Filiera di processo allo stato di progetto dell'impianto del Basso Tenna – Linea Bottini

Operazioni unitarie		Il Lotto Impianto in progettazione Ampliamento
Linea Bottini	N. di linee	
Pesa	N.	1
Punto di scarico	N.	1
Sistema combinato di grigliatura, dissabbiatura	N.	1
Sollevamento all'accumulo	N.	1
Accumulo (ex ispessitore statico)	N.	1
Addensamento dinamico (ex addensatore per I lotto)	N.	1
Rilancio surnatanti alla nuova vasca biologica	N.	1

A completamento delle unità operative sopra elencate verranno predisposti interventi di risistemazione generale:

- Predisposizione di un'apposita area di stoccaggio/deposito per le fasi di cantiere: l'area individuata corrisponde alla zona Sud della nuova area impianto;
- Realizzazione della viabilità interna dell'impianto e della strada di accesso allo stesso;
- Estensione della rete acqua servizi attualmente impiegata (AUT.01) mediante realizzazione di nuovi punti di allaccio; a servizio delle unità di grigliatura (grossolana e fine), dei pozzi schiume, del sistema combinato, degli addensatori dinamici e delle centrifughe;
- Realizzazione di un nuovo locale magazzino/rimessa e di una platea per future predisposizioni non previste dal presente Appalto;
- Rete di drenaggio delle acque meteoriche, per il convogliamento delle acque di pioggia nella nuova stazione di sollevamento;
- Adeguamento edificio consegna ENEL esistente;
- Barriera visiva dell'impianto in piantumazione di alberature autoctone di alto-medio fusto.

3. RETE DI DRENAGGIO INTERNA

Il progetto di ampliamento del depuratore Basso Tenna riguarda anche la realizzazione di una rete di drenaggio interna a servizio delle acque meteoriche scolanti sul nuovo bacino.

3.1. Il dimensionamento della rete di drenaggio interna – Metodo dell'invaso

Il dimensionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche muove dalla conoscenza delle portate che affluiscono alla rete stessa dalle superfici scolanti afferenti la fognatura, quindi l'intera area asfaltata. Per la determinazione delle portate raccolte dal sistema di fognatura bianca occorre partire dalle precipitazioni, la cui elaborazione determina la definizione dei parametri della curva segnalatrici di possibilità pluviometrica.

L'analisi degli annali pluviometrici per la stazione di Fermo permette, tramite adeguata interpolazione dei dati forniti da eventi pluviometrici superiori ad 1 h, di definire la curva di possibilità climatica per tempo di ritorno pari a 5 anni.

$$h=33,3t^{0,3020}$$

Una volta definita l'equazione di possibilità climatica, viene dimensionata la rete di drenaggio delle acque meteoriche secondo la seguente logica:

1. Viene ipotizzato un percorso della rete di fognatura in relazione all'area da scolare;
2. Per ciascun tratto di tubazione viene assegnata una porzione di superficie scolante sottesa dal tratto di tubazione in questione [m²];
3. Una volta stabilite le lunghezze di tutti i collettori e le singole superfici afferenti a ciascun tratto di tubazione, viene applicato uno dei modelli noti di piena, più precisamente il metodo dell'invaso.

Il metodo dell'invaso tratta il problema del moto vario in modo semplificato, assegnando all'equazione del moto la forma semplice del moto uniforme ed assumendo l'equazione dei serbatoi per simulare l'effetto dell'invaso. Prima di passare a specifiche considerazioni sul

metodo, sono state richieste alcune valutazioni ed operazioni preliminari relative all'area analizzata, in particolare:

1. E' stata valutata la pendenza/inclinazione del piano campagna sulla base del rilievo effettuato.
2. E' stata ipotizzata una rete in grado di coprire l'intera superficie destinata ad essere asfaltata;
3. In ciascun pozzetto verranno installate griglie carrabili per permettere il deflusso e la raccolta delle acque meteoriche;
4. Il dimensionamento viene effettuato nell'ipotesi di avere i peli liberi allineati tra due tubazioni, mantenendo lo stesso diametro tra i diametri di monte e quelli di valle (su cui confluiscono anche i flussi di monte), a meno degli ultimi due tronchi;
5. Le condotte vengono previste in PVC, secondo i diametri commerciali;
6. Il dimensionamento viene effettuato utilizzando dei parametri adimensionali tabulati, Figura 3-1, i quali permettono di ricavare l'area, il perimetro, il raggio idraulico, la larghezza dello specchio liquido, la profondità del baricentro, il fattore di portata, la velocità e la portata per una tubazione parzialmente piena;

Figura 3-1: Parametri dimensionali ed operativi per condotte parzialmente riempite

Grado di riempimento	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico	Larghezza specchio liquido	Profondità del baricentro	Fattore di portata	Rapporto di velocità	Rapporto di portata
y/D	A/D^2	P/D	R_H/D	b/D	z/D	$\frac{AR^2/3}{D^{8/3}}$	v/v_0	Q/Q_0
0,01	0,0013	0,2003	0,0066	0,1990	0,0040	0,0000	0,0890	0,0002
0,02	0,0037	0,2838	0,0132	0,2800	0,0080	0,0002	0,1408	0,0007
0,03	0,0069	0,3482	0,0197	0,3412	0,0120	0,0005	0,1832	0,0016
0,04	0,0105	0,4027	0,0262	0,3919	0,0161	0,0009	0,2221	0,0030
0,05	0,0145	0,4516	0,0326	0,4359	0,0201	0,0013	0,2569	0,0048
0,06	0,0192	0,4949	0,0389	0,4750	0,0241	0,0022	0,2892	0,0071
0,07	0,0247	0,5355	0,0451	0,5102	0,0282	0,0031	0,3194	0,0100

In cui:

y/D	Grado di riempimento della tubazione
A	Area della sezione liquida
D	Diametro nominale del tratto di tubazione
b	Larghezza dello specchio liquido
R _H	Raggio idraulico
y	Altezza d'acqua contata dal fondo
Z	Profondità del baricentro contata dalla superficie liquida
P	Perimetro bagnato
i	Pendenza del fondo
M	Momento statico

Le equazioni dalle quali prende avvio il metodo sono:

Equazione di continuità dei serbatoi

$$p - Q = \frac{dV}{dt} \quad \text{per } t \leq t_p$$

$$-Q = \frac{dV}{dt} \quad \text{per } t > t_p$$

Una equazione di moto (moto uniforme) $i_f = J$

con quest'ultima derivante da

$$-\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial y}{\partial s} - i_f + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial s} + J$$

avendo fatto l'ipotesi di moto sincrono nel collettore.

Utilizzando la relazione di *Gauckler – Strickler*, nonché alcune ipotesi semplificative ($Q = cA$, con $\alpha = 1$ come scala delle portate), è possibile dare un'espressione del tempo di riempimento del collettore, t_r , pari a :

$$t_r = \frac{V_0}{Q_0} \ln \frac{p}{p - Q_0}.$$

Con questa equazione è possibile risolvere il “problema di verifica”; infatti, avendo già una rete dimensionata, è ora possibile calcolare t_r , per poi fare il seguente confronto:

$t_r < t_p$ la condotta è insufficiente

$t_r > t_p$ la condotta è esuberante

$t_r = t_p$ la condotta è ben dimensionata

Facendo un ragionamento a ritroso, per giungere all'impostazione del problema di progetto, si impone a priori $t_r = t_p$. Sapendo che

$$p = \varphi S \bar{j}$$

$$\bar{j} = at_p^{n-1}$$

$$\varepsilon = \frac{p}{Q_0}$$

$$v_0 = \frac{V_0}{S} = \text{volume specifico in } \left[\frac{m^3}{hm^2} \right]$$

$$u_0 = \frac{Q_0}{S} = \text{coefficiente udometrico, in } \left[\frac{l}{sh m^2} \right]$$

Si ottiene $u = v_0^{n-1/n} (\varphi a)^{1/n} \varepsilon^{-1/n} \left(\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} \right)^{n-1/n}$ con la quale, calcolato u, è possibile ricavare Q_0 .

Volendo dunque massimizzare u rispetto all'evento di pioggia p, si calcola la derivata $\frac{du}{d\varepsilon} = 0$, ottenendo una relazione $\varepsilon = \varepsilon(n)$, che per $0,25 \leq n \leq 0,5$ è ben interpolata dalla $\varepsilon = 3,94 - 8,21n + 6,23n^2$.

Il coefficiente udometrico assume quindi l'espressione:

$$u = 10^{1/n^*} 0,278 \varepsilon^{-1/n^*} \left(\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} \right)^{n^*-1/n^*} \frac{(\varphi a)^{1/n^*}}{v_0^{1-n^*/n^*}} \quad (*),$$

dove i coefficienti “n*” ed “a” derivano dall'equazione di possibilità climatica di Gumbel; va però sottolineato come, nel calcolo del coefficiente udometrico (u), non si usa n, come deriva direttamente dall'equazione di possibilità climatica, ma $n^* = 4/3n$; tale correzione deriva dal fatto che i coefficienti di deflusso (φ) che abbiamo a disposizione si riferiscono a durate orarie, invece il tempo di corrivazione nel presente caso è di alcune decine di minuti per cui va ragguagliato φ a tale durata.

Partendo dall'equazione di possibilità pluviometrica è stata stimata la frazione delle precipitazioni raccolta dalla rete di collettori: frazione individuata dal coefficiente di deflusso φ , inteso come rapporto tra il volume defluito attraverso un'assegnata sezione in un definito intervallo di tempo ed il volume meteorico precipitato nello stesso intervallo. A seconda dell'area considerata si è adottato uno specifico valore di φ , seguendo alcune indicazioni fornite da tabelle presenti in letteratura: in particolare per le zone intensive si è adoperato un valore pari a 0,5, per quelle semi-intensive 0,4, per le strade (trattasi di pavimentazioni in conglomerato bituminoso) 0,7 e per le zone a verde 0,1. Per tener conto di aree caratterizzate da differenti valori di φ è stata fatta una media ponderale relativa a tutte le aree sottese dalla sezione di chiusura considerata:

$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i S_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

dove S_i indica l'area con coefficiente di deflusso φ_i ed n il numero delle aree considerate. Per il calcolo del coefficiente udometrico u è stata adottata la seguente relazione:

$$u = \left(\frac{K_c}{v_o} \right)^{\frac{1-n}{n}} \quad (\text{l/s, hm}^2),$$

dove, v_o rappresenta l'invaso specifico totale in m^3/ha ed il fattore K_c è stato fornito dalla

seguinte relazione:
$$K_c = \left(\frac{10\varphi a}{3,6^n \varepsilon} \right) \frac{1}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}}$$

con a in mm/ore^n . Il valore di ε è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$\varepsilon = 3,94 - 8,21n + 6,23n^2 \dots$$

Il volume d'invaso specifico v_o appena introdotto è dato dalla somma di un volume d'invaso specifico delle condotte v_c e di uno superficiale v_s . La determinazione dei diametri da assegnare alle condotte, previste in PVC, è stata effettuata adottando il coefficiente di scabrezza secondo *Gauckler – Strickler*. Nota la portata di primo tentativo Q (portata relativa alla condotta e quindi a tutta l'area a monte della sezione di chiusura della condotta stessa), dalla relazione $u=Q/S$, con S superficie sottesa dalla sezione di chiusura, è stato ottenuto il valore necessario A' dell'area liquida della sezione, a mezzo della relazione $A'=Q/v$. Avendo fissato a priori la velocità, con l'ausilio di una tabella (Figura 3-1) presente in letteratura (relativa alle condotte circolari, scelte nel caso in esame) in cui si riesce ad ottenere il grado di riempimento della condotta y/D in funzione di A/D^2 , è stata scelta la combinazione y/D e D che più si avvicinasse al valore necessario A' , cercando di attestarsi intorno a gradi di riempimento prossimi a quello ottimale [$y/D \leq 0,75$]. Noto il volume invasato dalla relazione $v_c=A \cdot L$ (L esprime la lunghezza della condotta) e quindi il nuovo volume d'invaso specifico $v_o=v_c+v_s$, sono stati nuovamente calcolati il coefficiente udometrico u e la portata Q con cui si è proceduto ad una nuova determinazione di y/D e D . Con poche iterazioni si è pervenuti alla determinazione dei valori cercati.

3.2. I risultati di calcolo

Di seguito vengono tabulati i risultati di calcolo relativi ai singoli tratti di fognatura, dimensionati nell'ottica di ridurre al minimo le pendenze degli stessi. Si rimanda all'elaborato grafico "TAV. 2.22 - Sistemazione area: particolari costruttivi viabilità, drenaggio acque meteoriche e recinzioni - stato di progetto", allegato alla presente progettazione definitiva, per il dimensionamento l'esplicitazione del reticolo fognario scelto.

Tabella 3-1 – Risultati del dimensionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche – Stato di progetto

TRONCO	LUNGHEZZA	AREA ASCOLANTE [ha]		COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO	MATERIALE TUBAZIONE	DIAMETRO ESTERNO DE [mm]	COEFFICIENTE UDOMETRICO [l/s ha]	PORTATA [l/s]	CONDIZIONI DI DEFLUSSO NEL TRONCO		
		DEL TRONCO	TOTALE						GRADO DI RIEMPIMENTO [%]	VELOCITA' MEDIA [m/s]	PERDITA DI CARICO [m]
1	12	0.028	0.028	0.65	PVC	160	199.4	5.6	46.0	0.5	0.04
2	5	0.020	0.020	0.65	PVC	160	217.9	4.4	54	0.5	0.08
3	16	0.035	0.083	0.65	PVC	200	194.2	16.1	69	0.9	0.12
4	14	0.035	0.118	0.65	PVC	315	179.3	21.2	56	0.6	0.03
5	11	0.025	0.143	0.65	PVC	315	172.4	24.6	56	0.7	0.03
6	15	0.011	0.011	0.65	PVC	125	192.9	2.1	45	0.5	0.09
7	7	0.007	0.007	0.65	PVC	90	197.1	1.4	55	0.5	0.10
8	11	0.006	0.013	0.65	PVC	110	186.4	2.4	62	0.5	0.07
9	16	0.013	0.024	0.65	PVC	125	182.6	4.4	72	0.6	0.10
10	16	0.013	0.037	0.65	PVC	160	168.9	6.3	72	0.52	0.06
11	8	0.008	0.045	0.65	PVC	160	168.3	7.6	65	0.7	0.05
12	10	0.090	0.090	0.65	PVC	200	220.6	19.9	64	1.2	0.14
13	7	0.004	0.094	0.65	PVC	200	211.8	19.9	64	1.2	0.10
14	7	0.001	0.001	0.65	PVC	63	207.3	0.2	26	0.4	0.07
15	11	0.010	0.023	0.65	PVC	160	180.7	1.8	28	0.5	0.08
16	13	0.010	0.033	0.65	PVC	200	180.9	6.0	43	0.6	0.06
17	13	0.007	0.040	0.65	PVC	200	165.6	6.6	53	0.5	0.04
18	6	0.008	0.048	0.65	PVC	200	164.7	7.9	61	0.5	0.01
19	6.5	0.005	0.053	0.65	PVC	200	159.8	8.5	66	0.5	0.02
20	12	0.009	0.054	0.65	PVC	250	158.4	8.6	46	0.5	0.03
21	14	0.022	0.219	0.65	PVC	315	161.2	35.3	61	0.9	0.06
22	7	0.009	0.228	0.65	PVC	315	158.3	36.1	57	1	0.04
23	5	0.018	0.018	0.65	PVC	125	219.3	3.9	72	0.55	0.03
24	18	0.011	0.257	0.65	PVC	400	143.3	36.8	67	0.53	0.02
25	5	0.001	0.258	0.65	PVC	400	139.4	35.9	55	0.64	0.01
26	3	0.001	0.406	0.65	PVC	400	141.5	57.5	67	0.84	0.01

4. CALCOLO DEI VOLUMI DI INVASO E MISURE DI COMPENSAZIONE

Le valutazioni eseguite per definizione dei volumi di invaso sono state eseguite sulla base delle indicazioni delle linee guida regionali, di cui alla DGR. 53 del 27/01/2014 – “B” – Sviluppo della verifica per l’invarianza idraulica”, pertanto in relazione alle stesse si è provveduto alla classificazione dell’intervento di trasformazione, al calcolo del volume di invaso, ed alla descrizione degli interventi compensativi previsti nel progetto preliminare.

4.1. Definizione della classe di intervento

La definizione della classe di intervento è determinata applicando la classificazione riportata nella tabella 1 di cui al Comma B.3 delle linee guida di cui alla premessa del presente Capitolo, e di seguito riportata.

Tabella 4-1 – Classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici ai fini dell’invarianza idraulica (Tabella 1 – comma B.3 – Linee Guida “B” –sviluppo della verifica per l’invarianza idraulica)

Classe di intervento	
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Sulla base della classificazione si sono definite le rispettive soglie dimensionali dei sistemi di accumulo e di restituzione al corpo idrico recettore.

Nella seguente tabella si riporta il calcolo delle superfici di intervento e l’individuazione delle superfici occupate prima e dopo l’ampliamento; a riguardo si pone in evidenza come l’intervento consista in una vera e propria estensione della superficie interessata dall’impianto rispetto a quella occupata dalla linea esistente. Pertanto, al fine di poter effettuare un confronto

congruo tra i due scenari, la superficie di interesse considerata sia per lo stato di fatto che per lo stato di progetto sarà l'area interessata dall'impianto (esistente e nuova).

Tabella 4-2 – Ripartizione delle superfici dell'area di intervento allo stato di fatto ed allo stato di progetto

Descrizione	UdM	SdF	SdP	delta
Superficie totale sito di intervento	m2	28303	28303	0
Aree viabilità/Superfici per impianti di depurazione/Servizi	m2	5220	9283	4063
Incremento superfici occupate	m2			4063
Aree permeabili inalterate	m2	23083	19020	-4063

Di seguito si riportano le principali considerazioni in merito alla computazione delle superfici indicate:

- La superficie del perimetro coincide l'area globale interessata alla realizzazione dell'impianto di depurazione, di conseguenza rimane invariata dallo stato di fatto allo stato di progetto;
- La superficie modificata nell'area di intervento globalmente è pari a 4063 m2.

In relazione a quanto sopra l'intervento viene classificato all'interno della classe di intervento:

Significativa impermeabilizzazione potenziale

4.1.1. Calcolo del volume di invaso e misure di compensazione

Il calcolo del volume minimo di invaso è stato eseguito sulla base delle indicazioni del comma B.2 di cui alle linee guida della DGR N. 53 del 27/01/2014, pertanto secondo le equazioni sotto riportate:

$$w = w^{\circ} (\phi \phi)^{(1/(1-n))} 15 + w^{\circ} P \quad (1)$$

$$\phi = 0.9 \text{Imp}^{\circ} + 0.2 \text{Per}^{\circ} \quad (2 \text{ a})$$

$$\phi = 0.9 \text{Imp} + 0.2 \text{Per} \quad (2 \text{ b})$$

Dove:

w: volume di invaso minimo richiesto espresso in mc/ha;

- w°: valore fisso pari a 50 mc/ha;
- ϕ : coefficiente di deflusso dopo la trasformazione;
- ϕ °: coefficiente di deflusso prima della trasformazione;
- n: coeff. delle curve di possibilità climatica=0.48;
- I: frazione di area trasformata;
- P: frazione di area inalterata;
- Imp: frazione dell'area di intervento da ritenersi impermeabile, prima e dopo la Trasformazione (con ° prima, senza ° dopo)
- Per: frazione dell'area di intervento da ritenersi permeabile, prima e dopo la Trasformazione (con ° prima, senza ° dopo)

In figura 1 è riportato il calcolo del volume minimo di invaso da garantire, determinato utilizzando il foglio di calcolo messo a disposizione sul sito dell'Autorità di Bacino Regionale al seguente link:

<http://www.autoritabacino.marche.it/invidr/>

il volume di invaso minimo richiesto ottenuto è pari a:

$$w * St = 44,95 \text{ [m3/ha]} * 2,8303 \text{ [ha]} = 127,21 \text{ m3}$$

dove St è, appunto la superficie territoriale del sito di trasformazione.

Figura 4-1: Foglio di calcolo del volume minimo di invaso ai sensi del titolo III della DGR N. 53/2014

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA FORMULA (1)																	
<p>Requisiti richiesti per ogni classe sulla base del volume minimo di laminazione determinato:</p> $w = w^* (\phi / \phi^*)^{1/(1-n)} - 15 I - w^* P$ $\phi^* = 0.9 Imp^* + 0.2 Per^* \quad \phi = 0.9 Imp + 0.2 Per$ <p>$w^* = 50$ mc/ha volume "convenzionale" d'invaso prima della trasformazione I = coefficiente di deflusso post trasformazione P = coefficiente di deflusso ante trasformazione $n = 0.48$ I e P espressi come frazione dell'area trasformata Imp e Per espressi come frazione totale dell'area impermeabile e permeabile prima della trasformazione (se connotati dall'apice*) o dopo (se non c'è l'apice*) VOLUME RICAIVATO da la formula va moltiplicato per la Superficie territoriale dell'intervento</p>																	
Oggetto:																	
<i>(INSERIRE I DATI ESCLUSIVAMENTE NEI CAMPI CONTORNATI)</i>																	
	Superficie fondiaria-lotto (mq)	=	28303.00	mq	Inserire la superficie totale dell'intervento												
ANTE OPERAM																	
	Superficie impermeabile esistente	=	5220.00	mq	Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)												
	Imp^*	=	0.18														
	Superficie permeabile esistente (mq)	=	23083.00	mq	Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)												
	Per^*	=	0.82														
	$Imp^* + Per^*$	=	1.00														
POST OPERAM																	
	Superficie impermeabile trasformata o di progetto	=	9283.00	mq	Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie trasformata con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)												
	Imp	=	0.33														
	Superficie permeabile di progetto	=	19020.00	mq	Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)												
	Per	=	0.67														
	$Imp + Per$	=	1.00														
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA																	
	Superficie trasformata/livellata	=	9283.00	mq	superficie impermeabile più superficie permeabile trasformata rispetto all'agricola												
	I	=	0.33														
	Superficie agricola inalterata	=	19020.00	mq	superficie inalterata												
	P	=	0.67														
	$I + P$	=	1.00														
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM																	
	ϕ^*	$0,9 \times Imp^* + 0,2 \times Per^*$	=	0.9	x	0.18	+	0.2	x	0.82	=	0.33					
	ϕ	$0,9 \times Imp + 0,2 \times Per$	=	0.9	x	0.33	+	0.2	x	0.67	=	0.43					
	W	$w = w^* (\phi / \phi^*)^{1/(1-n)} - 15 I - w^* P$	=	50	x	1.67	-	15	x	0.33	-	50	x	0.67	=	44.95	mc/ha
	w^*	50 mc/ha															
	(ϕ / ϕ^*)	1.31															
	$1/(1-n)$	1.92															
VOLUME MINIMO DI INVASO																	
				44.95	:	10 000.00	x	28 303.00	=	127.21	mc						
	Q	Portata ammissibile sul corpo riceettore 20 l/s/ha		56.61	l/sec												

Il progetto definitivo per la regimentazione e la laminazione delle acque di scolo prevede, come riportato nel precedente Capitolo, la predisposizione di una rete di raccolta e drenaggio delle acque ricadenti sulla viabilità interna dell'impianto, e dalle coperture degli edifici presenti.

Poiché gli ingombri allo stato di progetto rendono difficile la realizzazione di un volume di invaso da 127 m³, si compenserà tale necessità procedendo alla realizzazione di una stazione di sollevamento per il rilancio delle acque meteoriche in testa all'impianto e con predisposizione di un troppo pieno per lo scarico nel canale irriguo. Tale accorgimento permetterà di contenere i volumi di invaso poiché non verrà effettuato uno scarico diretto nel corpo recettore; il rilancio in testa all'impianto, inoltre, (con possibilità da parte del Gestore di scegliere, a mezzo saracinesche,

se sollevare tali portate alla linea esistente o alla linea di nuova realizzazione) metterà a disposizione tempi di ritenzione idraulica nei manufatti tali consentire un'ulteriore laminazione delle portate.

A favore di sicurezza, infine, le elettropompe sommergibili scelte saranno collegate al gruppo elettrogeno di nuova fornitura e, come già menzionato, verrà realizzato un troppo pieno opportunamente dimensionato, per lo scollo della massima portata ammissibile sul corpo recettore da Normativa. Si rimanda al proseguo della relazione per il dimensionamento della stazione di sollevamento.

Tabella 4-3: Caratteristiche dimensionali della pozzo di raccolta e sollevamento delle acque meteoriche

Parametro	UdM	Valore
Portata massima da sollevare nello stato di progetto	m3/h	200
Numero pompe operative	N.	2
Numero riserve	N.	1
Accensioni ora garantite per pompa	N/h	6
Tempo di ciclo	h	0.17
Funzionamento stazione di sollevamento: Attacchi-stacchi progressivi		
Volume di invaso globale	m3	4
Lunghezza	m	5.0
Larghezza	m	5.0
Superficie	m2	25.0
Volume morto	m	0.85
h(v1)	m	0.17
h(v2)	m	0.17
Altezza min globale da intradosso tubazione by pass o fondo battente griglie	m	1.18
Quota livello di massimo invaso	m	+6.98
Altezza complessiva prima dell'innesco del troppo pieno	m	1.70
Altezza totale	m	3.50
Volume invasabile prima dell'innesco del troppo pieno	m3	42.50
Volume globale	m3	87.5
Tipologia pompe: elettrosommergibili		
Portata pompa 1	m3/h	100
Portata pompa 2	m3/h	100
Prevalenza	m	4.00
Volume di invaso singola pompa	m3	4
Volume di invaso globale pompe	m3	8
ITEM Elettromeccaniche		250
		251
		252ris
DN Mandata delle pompe	mm	100
Funzionamento sotto inverter		no
ITEM Elettropompe sommergibili		P251
		P252
		P253ris

Si prevede quindi l'installazione di N.2+1 pompe centrifughe per il sollevamento delle portate o al manufatto pretrattamenti esistente o a quello di nuova realizzazione: tale versatilità sarà garantita da opportuno valvolame. La stazione di sollevamento sarà coperta con lamiera bugnata e sarà posta in adiacenza alla platea di alloggio dell'unità di trattamento delle emissioni odorigene.

Si fa inoltre presente che il volume massimo invasabile dalla nuova stazione di sollevamento prima dell'innesco del troppo pieno sarà tale da poter laminare tutto il volume di prima pioggia scolante sul bacino: considerando un'altezza di pioggia di 5 mm, il volume totale da garantire per la nuova area di impianto scolante nella stazione di sollevamento ($A=4063 \text{ m}^3$) è pari a 20.31 m^3 ., quindi il volume proposto è ampiamente verificato.

Si riporta infine il dimensionamento del troppo pieno, il quale convoglierà, con una portata massima di progetto suggerita dalla DGR N. 53/2014 pari a 56.61 l/s , le portate non sollevabili al canale irriguo nelle vicinanze del pozzo fiscale.

Tabella 4-4: Dimensionamento troppo pieno stazione di sollevamento

Nome	Materiale	Qmax [m ³ /h]	DN	Lunghezza [m]	v (m/s)	A/D ²	y/D	Rh/D	Rh	Dz (cm)	Quota innesco	Quota pelo libero fosso
Primo tratto	PVC	200	400	27	0.6	0.599	0.71	0.297	0.12	2.95	+7.50 mslm	+7.10 mslm
Secondo tratto	PVC	200	400	24	0.6	0.599	0.71	0.297	0.12	2.62		

I due tratti di tubazione proposti (con interconnessione di pozzetto per la sconnessione idraulica) garantiranno il corretto scollo delle portate nel rispetto del tirante sul canale irriguo recettore.