

AUTOSTRADA (A11) : FIRENZE-PISA NORD

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA DEL TRATTO FIRENZE - PISTOIA


PROGETTO DEFINITIVO

CN – CANTIERIZZAZIONE E FASI COSTRUTTIVE

RELAZIONE IDRAULICA

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE UFFICIO IDR	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154 RESPONSABILE AREA DI PROGETTO FIRENZE	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE FUNZIONE STP
--	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO						DATA: MAGGIO 2011	REVISIONE			
	DIRETTORIO			FILE				n.	data		
	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo						
—	1	1	1	0	7	0	2	IDR0	250-2	1	GIUGNO 2011
—	1	1	1	0	7	0	2	IDR0	250-2	2	APRILE 2012

 ingegneria europea	COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO Ing. Luca Scarafia	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : —
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : —
CONSULENZA A CURA DI : —	IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA' —	—

VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA DIREZIONE OPERATIVA PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASPI Ing. Alberto Selleri	VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDENTE 
---	---	--

INDICE

1.	PREMESSA.....	1
2.	CONSIDERAZIONI GENERALI.....	2
2.1.	Normativa di riferimento	2
2.2.	Approvvigionamenti.....	2
2.3.	Raccolta, trattamento e smaltimento delle acque reflue	2
2.3.1.	Impianto di trattamento delle acque reflue industriali e meteoriche	3
2.3.2.	Impianto di depurazione scarichi civili	4
2.3.3.	Stima delle caratteristiche quali-quantitative dello scarico prima e dopo la depurazione	5
2.3.4.	Frequenza dello scarico	5
2.3.5.	Tutela della falda e del corpo idrico.....	5
2.3.6.	Caratterizzazione del regime pluviometrico.....	6
2.3.7.	Metodologia di calcolo per il dimensionamento dei collettori.....	8
3.	CANTIERE CB01_Campo Base “Prato Ovest”	10
3.1.	Fasi del cantiere che originano gli scarichi	10
3.2.	Descrizione delle attività che originano scarichi e la loro quantità	11
3.2.1.	Acque reflue industriali e meteoriche	11
3.2.2.	Scarichi civili	13
3.3.	Dimensionamento dell’ impianto di trattamento delle acque reflue industriali e meteoriche	14
3.3.1.	Decantatore statico.....	14
3.3.2.	Impianto per la disidratazione dei fanghi	14
3.4.	Dimensionamento dell’impianto di depurazione scarichi civili.....	14
3.5.	Quantita’ e tipologia di reflui non scaricati.....	16
3.6.	Consumi d’acqua del cantiere	16
3.6.1.	Acque sanitarie.....	17
3.6.2.	Acque industriali	17
3.7.	Sistema del ricircolo delle acque.....	18
3.8.	Fabbisogno idrico netto.....	19
3.9.	Dimensionamento delle reti delle acque meteoriche	19
3.10.	Individuazione del corpo idrico ricettore	25
4.	CANTIERE CO01_Cantiere operativo “Peretola”	26
4.1.	Fasi del cantiere che originano gli scarichi	26

4.2.	Descrizione delle attività che originano scarichi e la loro quantità	26
4.2.1.	Acque reflue industriali e meteoriche	26
4.2.2.	Scarichi civili	29
4.3.	Dimensionamento dell' impianto di trattamento delle acque reflue industriali e meteoriche	29
4.3.1.	Decantatore statico.....	29
4.3.2.	Impianto per la disidratazione dei fanghi	29
4.4.	Dimensionamento dell'impianto di depurazione scarichi civili.....	29
4.5.	Quantita' e tipologia di reflui non scaricati.....	31
4.6.	Consumi d'acqua del cantiere	32
4.6.1.	Acque sanitarie.....	32
4.6.2.	Acque industriali	32
4.7.	Sistema del ricircolo delle acque.....	33
4.8.	Fabbisogno idrico netto.....	34
4.9.	Dimensionamento delle reti delle acque meteoriche	34
4.10.	Individuazione del corpo idrico ricettore	37
5.	CANTIERE CO02_Cantiere operativo "Peretola"	38
5.1.	Fasi del cantiere che originano gli scarichi	38
5.2.	Descrizione delle attività che originano scarichi e la loro quantità	38
5.2.1.	Acque reflue industriali e meteoriche	38
5.2.2.	Scarichi civili	40
5.3.	Dimensionamento dell' impianto di trattamento delle acque reflue industriali e meteoriche	40
5.3.1.	Decantatore statico.....	41
5.3.2.	Impianto per la disidratazione dei fanghi	41
5.4.	Dimensionamento dell'impianto di depurazione scarichi civili.....	41
5.5.	Quantita' e tipologia di reflui non scaricati.....	42
5.6.	Consumi d'acqua del cantiere	43
5.6.1.	Acque sanitarie.....	43
5.6.2.	Acque industriali	44
5.7.	Sistema del ricircolo delle acque.....	44
5.8.	Fabbisogno idrico netto.....	45
5.9.	Dimensionamento delle reti delle acque meteoriche	45
5.10.	Individuazione del corpo idrico ricettore	48
6.	CANTIERE CO03_Cantiere operativo "Pistoia"	49

6.1.	Fasi del cantiere che originano gli scarichi	49
6.2.	Descrizione delle attività che originano scarichi e la loro quantità	49
6.2.1.	Acque reflue industriali e meteoriche	49
6.2.2.	Scarichi civili	51
6.3.	Dimensionamento dell' impianto di trattamento delle acque reflue industriali e meteoriche	52
6.3.1.	Decantatore statico.....	52
6.3.2.	Impianto per la disidratazione dei fanghi	52
6.4.	Dimensionamento dell'impianto di depurazione scarichi civili.....	52
6.5.	Quantita' e tipologia di reflui non scaricati.....	54
6.6.	Consumi d'acqua del cantiere.....	55
6.6.1.	Acque sanitarie.....	55
6.6.2.	Acque industriali	55
6.7.	Sistema del ricircolo delle acque.....	56
6.8.	Fabbisogno idrico netto.....	56
6.9.	Dimensionamento delle reti delle acque meteoriche	57
6.10.	Individuazione del corpo idrico ricettore.....	60
7.	CANTIERE CO04_Cantiere operativo "Monsummano".....	62
7.1.	Fasi del cantiere che originano gli scarichi	62
7.2.	Descrizione delle attività che originano scarichi e la loro quantità	62
7.2.1.	Acque reflue industriali e meteoriche	62
7.2.2.	Scarichi civili	64
7.3.	Dimensionamento dell' impianto di trattamento delle acque reflue industriali e meteoriche	64
7.3.1.	Decantatore statico.....	65
7.3.2.	Impianto per la disidratazione dei fanghi	65
7.4.	Dimensionamento dell'impianto di depurazione scarichi civili.....	65
	Con un volume di questo tipo il fattore di carico risulta pari	66
7.5.	Quantita' e tipologia di reflui non scaricati.....	66
7.6.	Consumi d'acqua del cantiere.....	67
7.6.1.	Acque sanitarie.....	67
7.6.2.	Acque industriali	68
7.7.	Sistema del ricircolo delle acque.....	68
7.8.	Fabbisogno idrico netto.....	69
7.9.	Dimensionamento delle reti delle acque meteoriche	69

7.10. Individuazione del corpo idrico ricettore..... 72

SCHEMA RIEPILOGATIVO FABBISOGNI E SCARICHI..... 73

8. ALLEGATI..... 74

1. PREMESSA

La presente relazione descrive gli aspetti idraulici dei cantieri principali e secondari predisposti lungo il tracciato di progetto dell'Autostrada A11 Firenze – Pisa, Lotto 2, tratto Firenze-Pistoia, oggetto di ampliamento alla terza corsia. Vengono descritti quindi gli aspetti quali-quantitativi relativi alle fasi di approvvigionamento, raccolta, depurazione e smaltimento delle acque coinvolte nelle varie fasi per le seguenti aree di cantiere:

- Campo base CB01
- Cantiere operativo CO01
- Cantiere operativo CO02
- Cantiere operativo CO03
- Cantiere operativo CO034

La prima parte della relazione (“Considerazioni generali”) contiene considerazioni e descrizioni che valgono per tutte le aree di cantiere. I paragrafi successivi invece riportano le descrizioni delle attività di ogni cantiere e i dimensionamenti dei singoli impianti. In allegato sono riportati gli schemi relativi ai vari impianti adottati.

Completano la documentazione gli elaborati grafici relativi alle planimetrie con indicazione delle reti idrauliche.

2. CONSIDERAZIONI GENERALI

2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le scelte progettuali ed i dimensionamenti presenti all'interno della presente relazione sono stati condotti in conformità e in ottemperanza al seguente quadro normativo:

- L.R. n.20 del 31 maggio 2006 – “Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento”.
- DPGR 46/R/2008 - Regolamento di attuazione della legge regionale 31 maggio 2006, n. 20 "Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento".
- D.lgs. 152/2006 – “Norme in materia ambientale (T.U.A.)”
- UNI EN 858 1-2 – Norme tecniche separatori oli

2.2. APPROVVIGIONAMENTI

Si prevedono per i cantieri due reti di approvvigionamento distinte, quella di acqua sanitaria relativa agli usi civili e quella di acqua per usi industriali, munite di serbatoi di accumulo.

Come verrà approfonditamente dettagliato a seguire, in considerazione dei fabbisogni idrici contenuti, dello stoccaggio e riutilizzo delle acque trattate e della possibilità di approvvigionare dall'esterno con autocisterne e stoccare negli appositi serbatoi previsti nelle aree di cantiere almeno quota parte dei fabbisogni, si prevede che l'approvvigionamento idrico possa avvenire dalla rete acquedottistica, escludendo quindi altre fonti di approvvigionamento.

2.3. RACCOLTA, TRATTAMENTO E SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE

Le acque meteoriche provenienti dai versanti (“acque pulite”) e che non interferiscono con l'area di cantiere, verranno raccolte lungo i limiti del cantiere mediante fossi di guardia e convogliate direttamente nel suo recapito finale, così come le acque piovute all'interno del cantiere ma successive alla prima pioggia (primi 5 mm) e le acque di drenaggio dei campi base (“percorsi puliti”).

Per la raccolta e il trattamento delle acque reflue prodotte all'interno del cantiere sono state previste due reti distinte con due impianti di depurazione: una per le acque reflue meteoriche e industriali, l'altra per le acque reflue di origine civile. Dei due impianti uno tratterà i solidi sospesi e gli oli con la correzione del pH delle acque; l'altro è relativo alla depurazione delle acque degli scarichi civili che consiste in un trattamento primario (fossa imhoff) ed in trattamento secondario biologico ad “ossidazione totale”.

Sul collettore in uscita di ogni impianto di depurazione, a monte dello scarico nel reticolo superficiale, è stato previsto un pozzetto per prelievo campioni.

Gli impianti di depurazione insieme alle opere di regimazione delle acque (reti di raccolta e convogliamento delle acque meteoriche e reflue e le reti di adduzione, riciclo e di scarico delle acque) dovranno essere realizzati prima delle altre attività lavorative previste presso il cantiere.

2.3.1. Impianto di trattamento delle acque reflue industriali e meteoriche

Gli impianti di trattamento verranno ubicati all'interno dell'area di cantiere, nell'area dove è facilitato l'accesso da parte dei mezzi per il rifornimento dei materiali e per l'allontanamento dei fanghi. Ogni impianto sarà dimensionato per trattare la portata massima prodotta dagli eventi meteorici e dalle attività di cantiere. Questa portata sarà difficilmente raggiunta in quanto le attività sopra elencate non avvengono in contemporanea ed inoltre i pozzetti e le vasche di decantazione previsti costituiscono un volume di accumulo e laminazione.

Di seguito viene descritto il ciclo di trattamento, in allegato 2/A e 2/B sono invece riportate pianta e sezione per le due tipologie di impianti adottate.

Ciclo di trattamento

Le acque torbide provenienti dal manufatto lavaggio ruote, dal lavaggio autobetoniere e dal dilavamento piazzali, vengono convogliate nel pozzetto di raccolta e tenute in agitazione tramite l'agitatore. Dal pozzetto le acque vengono inviate verso il decantatore statico mediante una pompa sommersa.

Durante il percorso, una parte dell'acqua torbida viene mandata al sistema di rilevazione del pH composto da un lettore (sonda) e da un pHmetro a microprocessore che, in base al valore misurato, aziona una pompa dosatrice che immette una soluzione acida, contenuta in un apposito serbatoio, nel pozzetto di raccolta in modo da portare il valore del pH dell'acqua al valore impostato.

Nell'acqua torbida, durante il suo percorso al decantatore, viene aggiunto il coagulante ed una soluzione acqua/flocculante, preparata in un apposita stazione automatica di miscelazione.

Il flocculante permette l'aggregazione delle sostanze solide in sospensione, aumentandone il raggio e quindi accelerandone la sedimentazione. Il prodotto di flocculazione viene solubilizzato in un'apposita vasca.

L'acqua torbida quindi entra nel decantatore attraverso il canale interno e subisce una variazione di velocità in corrispondenza della parte conica provvista di stramazzi laterali, mentre l'acqua limpida risale la corona circolare e dal decantatore tracima nel canale di sfioro, dotato da un anello- separatore oli, in lamiera. Tale anello ha funzione di trattenere l'eventuale olio presente sul pelo libero dell'acqua in decantazione e rende possibile la sua rimozione con una operazione manuale. Questo separatore ha quindi solo una funzione meccanica di separazione dei liquidi

(olio-acqua). Dallo sfioro, l'acqua viene convogliata nel separatore di idrocarburi in sospensione, conforme alle norme DIN1999 ed EN858, costituito da un corpo vasca in acciaio verniciato.

Il cilindro è suddiviso in:

- Sedimentatore di particelle solide.
- Filtro lamellare a coalescenza in grado di rilasciare i reflui trattati con un carico inquinante residuo inferiore ai 5 mg/l
- Otturatore automatico di sicurezza che interviene al raggiungimento della capacità di stoccaggio degli idrocarburi separati impedendone il deflusso.

Di seguito le acque vengono inviate nell'apposita vasca di raccolta acque trattate. In questa vasca è inserito il lettore pH (sonda) che invia i segnali al pHmetro a microprocessore, con il quale viene fatto il controllo del pH dell'acqua allo scarico. Nel caso in cui il pH non rientrasse nei limiti stabiliti, viene azionata la pompa dosatrice e si attiva un indicatore di allarme.

I fanghi si depositano nel cono di fondo del decantatore e vengono estratti per gravità in modo discontinuo ed inviati, tramite tubazione, nella vasca di raccolta e di omogeneizzazione, dove un gruppo di sonde ne regola il livello. La vasca è dotata di un elettroagitatore che impedisce la precipitazione dei solidi. Successivamente il fango viene convogliato nelle camere della filtropressa da una pompa antiabrasiva ad alta pressione. La parte solida viene trattenuta dalle tele filtranti all'interno delle piastre, mentre il liquido ancora presente viene separato e riportato nel pozzetto delle acque reflue.

Il grado di massimo intasamento del filtro è rilevato tramite una sonda che dà il consenso all'apertura del filtro e quindi allo scarico del pannello. I pannelli di fango disidratato sono scaricati sotto la filtropressa e si presentano in forma palabile.

La filtropressa è dotata di un sistema di lavaggio automatico delle tele filtranti tramite un dispositivo che usa un getto d'acqua ad alta pressione alimentato dalla pompa.

Un'apposita automazione inserita nel quadro elettrico controlla le varie fasi di lavoro dell'impianto.

2.3.2. Impianto di depurazione scarichi civili

Per le aree di cantiere è stato valutato il corrispondente numero di abitanti equivalenti, parametro alla base del dimensionamento dell'impianto, che consiste in un trattamento primario (fossa imhoff) ed in trattamento secondario biologico ad "ossidazione totale". Il liquame viene prima inviato alla fossa imhoff e successivamente introdotto nella zona di ossidazione, dove viene sottoposto ad una ossidazione prolungata, mediante aerazione, per un tempo minimo di 24 ore. La miscela acqua-fango attivo di seguito viene immessa nella zona di sedimentazione, dove permane

il tempo sufficiente affinché le sostanze solide sospese possano depositarsi sul fondo, permettendo all'acqua di uscire chiarificata, mentre i fanghi sedimentati tornano attraverso il ricircolo fanghi nella zona di ossidazione. L'impianto previsto è costituito da una vasca prefabbricata monoblocco in calcestruzzo armato, interrata e coperte con solette e coperchi d'ispezione in calcestruzzo. In allegato 1 sono riportate pianta e sezione dell'impianto.

L'impianto scelto è dotato da quadro elettrico e da un vano servizi in quale sono alloggiati il quadro stesso e la soffiante.

La scelta di questo tipo di impianto è stata valutata secondo quanto indicato all'allegato 3 del regolamento di attuazione della Legge Regionale n°20 del 31 maggio 2006: "Trattamenti Appropriati" in accordo con la normativa nazionale in materia.

2.3.3. Stima delle caratteristiche quali-quantitative dello scarico prima e dopo la depurazione

L'impianto di trattamento delle acque reflue industriali scelto e sopra descritto, consente di rimuovere dai liquami le sostanze contaminanti di natura sospesa e colloidale tramite il procedimento di chiari flocculazione che provoca l'agglomerazione in fiocchi dei contaminanti che vengono separati dall'acqua per sedimentazione e rimossi sotto forma di fango. Oltre al processo di chiari flocculazione viene prevista la correzione del pH, la separazione oli e la filtrazione di idrocarburi sospesi a coalescenza.

L'acqua in uscita dall'impianto viene accumulata in appositi serbatoi e solo la parte eccedente viene scaricata nel reticolo superficiale.

Trattandosi dello scarico dell'acqua industriale in un corpo idrico superficiale, è stato scelto un impianto in grado di ridurre i parametri di inquinamento entro i limiti di emissione previsti dalla Tabella 3 dell'Allegato 5 alla Parte terza del D.Lgs. n.152/2006.

2.3.4. Frequenza dello scarico

Le portate delle acque reflue in arrivo all'impianto di trattamento saranno variabili nel tempo: dipenderanno dalle stagioni, dalle condizioni meteoriche, dalle varie fasi e condizioni di attività del cantiere ecc. Le acque industriali trattate e stoccate nei serbatoi saranno riutilizzate per il lavaggio gomme, per le attività di avanzamento, per l'abbattimento delle polveri ecc.

Come risultato della variabilità delle portate in arrivo agli impianti di trattamento e come risultato del riciclo e del riutilizzo delle acque industriali trattate, anche lo scarico sarà di tipo discontinuo, con portate variabili.

2.3.5. Tutela della falda e del corpo idrico

Le aree di cantiere in oggetto saranno completamente impermeabilizzate per evitare che gli eventuali sversamenti accidentali possano inquinare il terreno, dato che una parte di ogni area sarà destinata al transito ed alla sosta dei mezzi di lavoro.

Al fine di ridurre la produzione e la propagazione delle polveri, sarà attivo un servizio di spazzatura giornaliero del piazzale del cantiere, integrato con un servizio di bagnatura e lavaggio piazzali con frequenza ogni 48 ore.

Le acque utilizzate per il lavaggio saranno raccolte e trattate come le acque meteoriche di prima pioggia.

Per il controllo delle acque trattate, sono stati previsti due pozzetti per il prelievo, situati a valle degli impianti di depurazione. Da questi pozzetti potranno essere prelevati i campioni per le analisi chimico-fisiche e biologiche.

2.3.6. Caratterizzazione del regime pluviometrico

La caratterizzazione pluviometrica del territorio è stata effettuata mediante l'analisi delle precipitazioni delle stazioni pluviografiche dell'area, estratte dagli annuali idrologici pubblicati dal Servizio Idrografico e Mareografico Italiano (SIMI).

L'analisi idrologica definisce il regime delle piogge di breve durata e forte intensità, considerando durate inferiori all'ora e comprese tra 1 e 24 ore.

L'acquisizione dei dati pluviometrici si è limitata quindi a considerare le stazioni dotate di pluviometro registratore che permettono di individuare le precipitazioni di massima intensità e breve durata (Annali Idrologici, Parte I, Tabelle III e V).

Sono state analizzate tutte le stazioni pluviografiche gestite dal Servizio Idrografico e Mareografico - Sezione di Pisa - dotate di strumento registratore, ricadenti nell'area in esame o ad essa adiacenti.

Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche delle stazioni pluviografiche disponibili.

Stazioni pluviografiche

NUMERO STAZIONE	STAZIONE	COMUNE	LAT.	LONG.	QUOTA (m.s.l.m.)	BACINO
2764	FIRENZE (IDROGRAFICO)	Firenze	43°47'	1°12'	51	Arno
2766	FIRENZE (XIMENIANO)	Firenze	43°47'	1°12'	51	Arno
2779	PRATO	Prato	43°53'	1°21'	74	Bisenzio
2781	LE CROCI DI CALENZANO	Calenzano	43°57'	1°15'	440	Bisenzio

2782	CALENZANO	Calenzano	43°52'	1°17'	67	Bisenzio
------	-----------	-----------	--------	-------	----	----------

Rif.: "Elenco delle stazioni termopluviometriche del Servizio Idrografico Italiano" - Pubbl. n.27.

Per i calcoli idraulici relativi ai cantieri in oggetto è stata utilizzata la stazione di Firenze Ximeniano.

La curva di possibilità climatica è stata ricavata dalla pubblicazione dell'Ufficio Idrografico e Mareografico di Pisa dal titolo "Linee segnalatrici di probabilità Pluviometrica" del 1998. I parametri si riferiscono all'espressione

$$h = a \cdot t^n \cdot T_r^m$$

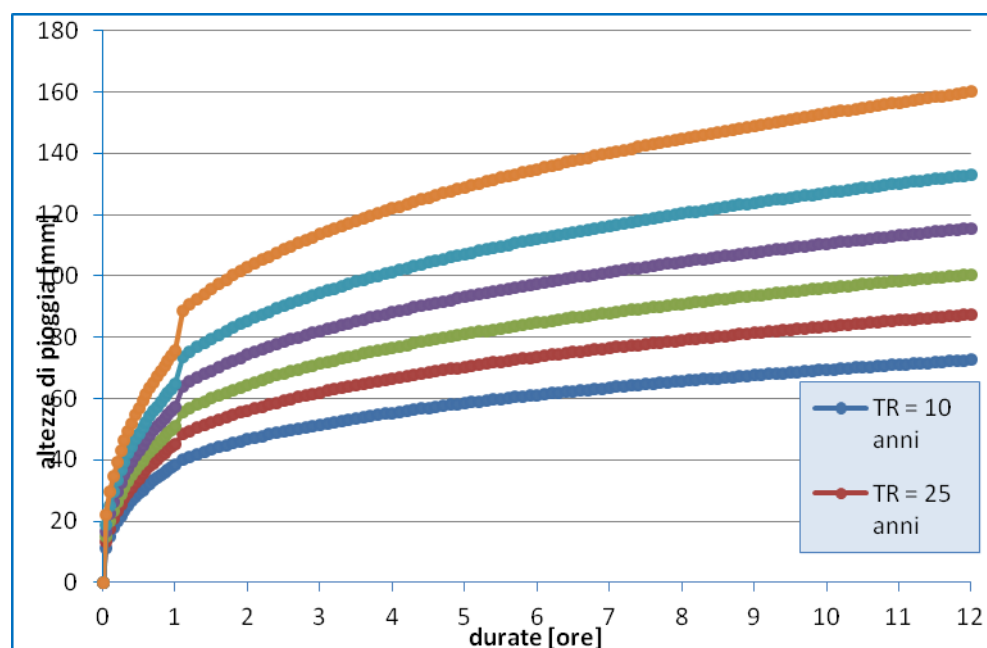
con t durata in ore, T_r tempo di ritorno in anni, h altezza di precipitazione in mm.

Valori dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica.

t > 1ora			t < 1ora		
a	n	m	a	n	m
24.689	0.247	0.202	25.978	0.409	0.172

Nella figura seguente vengono riportate le curve di possibilità pluviometrica per i tempi di ritorno di 10, 25, 50, 100, 200 e 500 anni.

Curve di possibilità pluviometrica.



2.3.7. Metodologia di calcolo per il dimensionamento dei collettori

Per i calcoli delle portate di progetto dei collettori è stato adottato il metodo cinematico. La portata massima viene calcolata mediante la formula:

$$Q_{\text{picco}} = C \cdot S \cdot q$$

Dove:

C = coefficiente di deflusso dell'area (assunto pari a 1);

S = superficie totale del bacino (mq);

q = portata unitaria (l/s/mq).

La portata unitaria q viene calcolata con la formula:

$$q = h/t_c,$$

dove:

h = altezza di pioggia (in mm, espressa in l/mq)

t_c = tempo di corrivazione del bacino (espresso in secondi).

Sono stati assunti i seguenti tempi di corrivazione t_c :

- t_c = 5 minuti per le aree inferiori ai 2000 mq;
- t_c = 10 minuti per le aree superiori a 2000 mq;

Una volta determinate le portate di progetto di ciascun tratto, sono stati dimensionati i collettori sulla base della massima portata smaltibile, funzione del raggio idraulico, della pendenza e della scabrezza delle condotte secondo la formula di Chèzy:

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

dove K_s è il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler, R è il raggio idraulico ($A_{\text{area bagnata}} / P_{\text{perimetro bagnato}}$) e i è la pendenza longitudinale.

La verifica dei diametri dei collettori sulla portata di progetto viene effettuata ipotizzando che si instauri la condizione di moto uniforme. A partire dalla portata di progetto si verifica con procedimento iterativo il grado di riempimento y/D_i (rapporto tra altezza d'acqua e diametro interno) di ogni tratto di condotta.

Si assume un grado di riempimento massimo accettato pari al 80% ed un coefficiente di scabrezza K_s pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

3. CANTIERE CB01_Campo Base "Prato Ovest"

3.1. FASI DEL CANTIERE CHE ORIGINANO GLI SCARICHI

Le origini delle acque reflue provenienti dalle tre aree funzionali di cantiere identificabili come:

- Campo base (14'000 mq)
- Cantiere operativo (25'000 mq)
- Area caratterizzazione delle terre (8'000 mq)
- Area impianto asfalti (13'000 mq)
- Area impianto cls (7'330 mq)

sono relative a:

1. Acque meteoriche di dilavamento dei piazzali del cantiere, dell'area di caratterizzazione delle terre, dell'area di produzione calcestruzzi e dell'area produzione bitumi;
2. Lavaggio gomme dei mezzi che trasportano il materiale scavato, il calcestruzzo ed altri materiali per la costruzione;
3. Lavaggio delle autobetoniere;
4. Scarichi civili.

Nell'area di cantiere CB01 sono state previste due reti distinte di smaltimento delle acque meteoriche, una relativa alle acque provenienti dai piazzali di cantiere e dall'area di caratterizzazione delle terre, e l'altra relativa all'area del campo base, in cui non si originano scarichi da depurare. Delle acque provenienti dalle aree di cantiere verranno inviate a trattamento le acque di prima pioggia, così come definite all'art. 2 della Legge Regionale Toscana n.20 del 31-05-06 "Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento" e al Decreto del Presidente della Giunta Regionale 8 settembre 2008, n. 46/R "Regolamento di attuazione della legge regionale 31 maggio 2006, n. 20 Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento".

3.2. DESCRIZIONE DELLE ATTIVITÀ CHE ORIGINANO SCARICHI E LA LORO QUANTITÀ

Di seguito vengono descritte le fasi del cantiere che producono gli scarichi con il riferimento alle quantità delle acque reflue prodotte, necessarie per il dimensionamento degli impianti di trattamento.

3.2.1. Acque reflue industriali e meteoriche

Lavaggio gomme

I mezzi che lasciano l'area di cantiere dovranno pulire i pneumatici passando attraverso un apposito manufatto di lavaggio munito di ugelli per il lavaggio delle superfici esterne ed interne delle ruote singole o gemellate. L'acqua di lavaggio sarà convogliata in una vasca di decantazione acque reflue e di seguito inviata all'impianto di trattamento per essere riutilizzata.

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 20 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Una parte di questo volume viene persa, considerando che il mezzo uscendo dal manufatto di lavaggio rilascia l'acqua. Comunque per la stima delle quantità delle acque di scarico, in via cautelativa viene considerato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque reflue provenienti dal manufatto di lavaggio gomme (V_{gr_g}) risulta pari a:

$$V_{gr_g} = 20 \text{ mezzi /giorno} * 2,5 \text{ mc/mezzo} = 50 \text{ mc/giorno.}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media giornaliera pari a:

$$Q = 50 \text{ mc/g} / 86400 \text{ s/g} = 0.58 \text{ l/s.}$$

Dato che i lavaggi non saranno distribuiti in modo uniforme durante la giornata (situazioni di picco) si assume che durante i singoli lavaggi in breve tempo verranno scaricati notevoli volumi di acque da trattare. Tali acque saranno immesse in una vasca con funzione di accumulo, laminazione e sedimentazione grossolana.

E' stata prevista una vasca di decantazione di volume pari a 25 mc, per poter contenere il volume d'acqua prodotto da circa 10 lavaggi.

Si assume inoltre che la vasca possa essere vuotata in 2 ore, inviando le acque all'impianto di trattamento, con una portata di circa **3.47 l/s**

Lavaggio autobetoniere

Per il lavaggio autobetoniere è stato previsto un impianto di trattamento dimensionato per il lavaggio di nr. 10 autobetoniere al giorno.

Le acque torbide e i sedimenti grossolani, provenienti dal lavaggio, vengono convogliate nella macchina separatrice dell'inerte. Il materiale inerte depositato sul fondo della tramoggia viene prelevato da una coclea inclinata e portato all'esterno.

Le acque reflue vengono mandate in una vasca di raccolta di 8mc dove l'elettropompa sommersa provvede ad inviarle all'impianto di depurazione. Nel pozzetto è ubicato anche un miscelatore per evitare la sedimentazione dei solidi in sospensione, più pesanti, presenti nell'acqua reflua. Nell'acqua torbida viene aggiunta una soluzione acqua/flocculante preparata in un apposita stazione di miscelazione. Il flocculante permette l'aggregazione delle sostanze solide in sospensione, aumentandone il raggio e quindi accelerandone la sedimentazione.

Acque meteoriche

Le acque meteoriche provenienti dai versanti ("acque pulite") e che non interferiscono con l'area di cantiere, verranno raccolte lungo i limiti del cantiere mediante fossi di guardia e convogliate direttamente nel suo recapito finale.

Le acque di dilavamento del piazzale di cantiere relative alle aree di passaggio, manovra e sosta mezzi, provenienti dalle aree di lavorazione e dall'area di caratterizzazione terre saranno raccolte e convogliate in un'apposita rete di raccolta interna al cantiere. Da qui attraverso un opportuno pozzetto partitore le acque di prima pioggia saranno inviate alla depurazione, dopo essere state raccolte in idonee vasche di accumulo. Le acque successive alla prima pioggia saranno inviate allo scarico finale.

Si fa notare che anche le acque prodotte durante il lavaggio dei piazzali saranno recapitate nella rete di smaltimento acque meteoriche e di conseguenza saranno trattate come prime piogge. Tali acque quindi non rientrano nel dimensionamento degli impianti di depurazione in quanto sicuramente i lavaggi non avverranno contemporaneamente agli eventi meteorici.

Di seguito viene descritta la modalità di determinazione dei volumi delle acque meteoriche di prima pioggia e dei volumi di ulteriori aliquote delle acque meteoriche dilavanti che saranno temporaneamente stoccati negli appositi manufatti e di seguito trattati.

Le aree di lavorazione e le aree di impianto nel loro insieme hanno una superficie totale di 53300 mq, a cui va aggiunta la pista interna al cantiere per un totale di 58560 mq. La prima pioggia viene considerata come un evento meteorico di altezza di pioggia pari a 5 mm. Pertanto la portata relativa alla prima pioggia (AMPP) risulta pari a $Q = 325.3$ l/s, per un periodo di 15 minuti.

Il volume dell'acqua generato dalla prima pioggia risulta pari a

$V_{pp} = 58560 \text{ mq} \cdot 0.005 \text{ m} = 293 \text{ mc}$. Tale volume si prevede che venga svuotato in 48 ore.

Si prevede un bacino di accumulo di 313 mc, costituito da 6 vasche identiche (ognuna di volume di 52.1 mc), affiancate e collegate tra loro dal fondo e dall'alto.

All'inizio della precipitazione, le acque meteoriche di dilavamento che si immettono nel pozzetto separatore defluiscono nel bacino di accumulo, inizialmente vuoto, attraverso la tubazione di comunicazione. Durante la precipitazione, il bacino si riempie fino al livello massimo utile. Da questo momento, le acque risultanti delle piogge successive alla prima pioggia (superiori all'altezza di pioggia di 5 mm), sfiorano attraverso lo stramazzo livellatore che divide il pozzetto separatore in due parti; di seguito confluiscono in un secondo pozzetto, che contiene un sistema di rilevazione delle piogge eccedenti costituito da una sonda segnalatrice. Tale sonda del tipo ad elettrodi è montata internamente al pozzetto su un supporto in acciaio inossidabile collegato alla condotta di scarico proveniente dal pozzetto separatore.

La vasca di accumulo è dotata di una pompa di svuotamento con interruttore di livello e di una linea di rilancio, composta da una tubazione di sollevamento e da due tubazioni di mandata e ricircolo ambedue munite di valvola di regolazione della portata.

Il quadro elettrico è attrezzato per il comando ed il controllo della pompa di svuotamento e per la segnalazione luminosa/acustica che indica il superamento dell'altezza di pioggia oltre i 5 mm.

Sul collettore di smaltimento della pioggia superiore ai 5 mm, a valle del pozzetto separatore, è stato previsto un pozzetto di ispezione per prelievo campioni.

Portata idraulica delle acque di scarico industriali e meteoriche

Per l'impianto di trattamento vengono considerati i seguenti valori delle portate generate all'interno del cantiere:

- Lavaggio gomme mezzi: 3.47 l/s;
- Lavaggio autobetoniera : 1.1 l/s
- Acque meteoriche di dilavamento (prima pioggia): 1.69 l/s.

Di conseguenza viene assunta la portata dell'impianto di trattamento pari a **6.28 l/s**.

3.2.2. Scarichi civili

Si stima una presenza di 50 lavoratori nel campo base, ai quali corrispondono 50 AE e 50 lavoratori nelle altre aree (1 Ae ogni 5 lavoratori) per un totale di 60 AE.

Considerando la dotazione idrica media giornaliera pari a 200 l/ab/g risulta il volume giornaliero delle acque di scarico (Vgs) pari a:

$$Vgs = 60 \text{ ab.eq} * 200 \text{ l/ab/g} = \mathbf{12 \text{ mc/g}}$$

3.3. DIMENSIONAMENTO DELL' IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE REFLUE INDUSTRIALI E METEORICHE

La portata idraulica dell'impianto assunta è pari a 6.12 l/s. I dati di progetto considerati per il dimensionamento dell'impianto sono i seguenti:

- portata di acqua torbida da trattare: 6.12 l/sec pari a 22021 l/h
- contenuto di solidi in sospensione: 15 gr/l (0,015 Kg/l)
- quantità oraria di fango secco prodotta: 0,015 Kg/l x 22021 l/h = 330 kg/h

3.3.1. Decantatore statico

Considerando che la portata d'acqua torbida da trattare è di 22.6 m³/h, si prevede un decantatore statico con diametro 3 m per avere una velocità d'acqua di risalita di circa 4 m/h.

$$22.6 \text{ m}^3/\text{h} / ((3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times \pi) - (0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times \pi)) = 3.33 \text{ m/h.}$$

3.3.2. Impianto per la disidratazione dei fanghi

Considerando che il peso della quantità di fango secco contenuto in un metro cubo di filtrato alla filtro pressa è di 1600 kg/m³, la quantità oraria di fango secco di 339 kg/h prodotta sarà contenuta in un volume, alla filtro pressa, di 339 kg/h / 1600 kg/m³ = 0.21 m³/h.

Considerando una buona filtrabilità del materiale, viene adottata una filtropressa di capacità di 0,21 m³, che potrà soddisfare alle necessità di produzione con un'attività di 4 cicli per ora:

$$4 \text{ cicli/h} \times 0,06 \text{ m}^3/\text{ciclo} = 0,24 \text{ m}^3/\text{h}$$

esaustivo

3.4. DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE SCARICHI CIVILI

E' stato previsto un impianto di capacità 60 abitanti equivalenti che consiste in un trattamento primario (fossa Imhoff) ed in un trattamento secondario biologico ad "ossidazione totale".

Il liquame viene prima inviato alla fossa Imhoff e successivamente introdotto nella zona di ossidazione, dove viene sottoposto ad una ossidazione prolungata, mediante aerazione, per un tempo minimo di 24 ore. La miscela acqua-fango attivo in seguito viene immessa nella zona di sedimentazione, dove permane il tempo sufficiente affinché le sostanze solide sospese possano depositarsi sul fondo, permettendo all'acqua di uscire chiarificata, mentre i fanghi sedimentati tornano attraverso il ricircolo fanghi nella zona di ossidazione.

L'impianto previsto è costituito da una vasca circolare prefabbricata monoblocco in calcestruzzo armato, interrata e coperta con una soletta carrabile con tre aperture di ispezione

munite di chiusini. La vasca è divisa tramite un setto interno in un comparto di per fossa Imhoff e uno per bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria.

L'impianto scelto è dotato di quadro elettrico e di un vano servizi nel quale sono alloggiati il quadro stesso e la soffiante.

Il dimensionamento del depuratore è stato effettuato sulla base delle indicazioni fornite dalle "Linee Guida per il trattamento di acque reflue domestiche ed assimilate in aree non servite da pubblica Fognatura" di ARPAT e sulla base delle indicazioni fornite dalle ditte costruttrici di impianti prefabbricati.

I dati di dimensionamento sono i seguenti:

- Carico idraulico specifico: 200 l/abxgiorno al quale corrisponde una portata di:
200 l/abxgiorno x 10 AE = 2000 l/giorno = 0.083 mc/h
- Carico organico specifico: 60 g BOD₅/abxgiorno dal quale si ottiene:
60 g BOD₅/ abxgiorno x 10 AE = 600 g BOD₅/giorno che equivalgono ad una concentrazione in ingresso di 300 mg/l.

Il dimensionamento della superficie del sedimentatore all'interno della fossa Imhoff, utilizzata come trattamento primario, è stato effettuato considerando un limite superiore di carico superficiale valutato sulla portata di picco, assunta pari a 3 volte la portata media.

$$C_{is,p} = \frac{Q_p}{S} < 1 \text{ m/h}$$

Il comparto di digestione è stato dimensionato considerando un volume pari a 85 l/abxgiorno. Considerando quindi una portata di picco pari a 1.5 mc/h si ottiene una superficie minima del comparto di sedimentazione pari a i 1.5 mq ed un volume del comparto di digestione di 5100 litri.

Il bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria ricavato nel comparto da contiene il vano di ossidazione equipaggiato con aeratori e pompa di spurgo del fango biologico ed il vano di sedimentazione.

Per garantire un fattore di carico inferiore a 0.2 occorre prevedere un volume minimo di 4500 l per il vano di ossidazione

$$F_c = \frac{3.6 \text{ Kg}_{BOD_5}}{4 \text{ Kg} / \text{mc} \times 4.5 \text{ mc}} = 0.2 \frac{\text{kg}_{BOD_5}}{\text{kg}_{SS} \text{ d}}$$

Tale valore secondo dati di letteratura garantisce un rendimento di abbattimento del BOD₅ superiore al 90 %, consentendo una portata in uscita con una concentrazione di BOD₅ inferiore ai limiti di legge. In allegato sono riportate piante e sezioni dell'impianto sopra descritto. Sulla planimetria del ciclo delle acque di cantiere è riportato lo schema a blocchi dell'impianto.

3.5. QUANTITA' E TIPOLOGIA DI REFLUI NON SCARICATI

Durante i processi di decantazione e di trattamento acque vengono prodotti i reflui ed i rifiuti che dovranno essere smaltiti:

- Le vasche di accumulo e di decantazione dell'impianto di lavaggio ruote e delle acque meteoriche dovranno essere ripulite dal fango e dal materiale sedimentato dalle ditte autorizzate a mezzo di autospurgo, quando risulta necessario;
- I fanghi prodotti dall'impianto di depurazione acque industriali e stoccati temporaneamente nell'area dell'impianto, dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata. Dal dimensionamento dell'impianto di trattamento risulta una produzione oraria di fango pari a 352 kg/h. Si fa notare che questa quantità corrisponde al funzionamento dell'impianto di trattamento a capacità piena, relativa alla portata dell'impianto di trattamento di 6.52 l/s. Questa quantità di fango prodotto potrà essere raggiunta solo durante alcuni orari di lavoro, in concomitanza con un numero elevato delle operazioni di lavaggio gomme automezzi.
- Gli oli residui dal separatore oli e dal filtro a coalescenza dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata;
- I fanghi dal depuratore scarichi civili (fossa Imhoff e vasca di ossidazione totale) dovranno essere rimossi periodicamente mediante auto spurgo dalla ditta specializzata.
- I fanghi prodotti dall'impianto di lavaggio autobetoniere, e stoccati temporaneamente nell'area dell'impianto, dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata.

Oltre ai reflui prodotti dagli impianti di depurazione, dall'area di cantiere dovranno essere smaltiti:

- Eventuale carburante sversato nella vasca di contenimento del manufatto rifornimento del carburante. La vasca dovrà essere ripulita, quando necessario, a mezzo di auto spurgo dalle ditte autorizzate;
- Eventuali accidentali sversamenti di oli nell'area del cantiere dovranno essere assorbiti per mezzo di panni speciali, che saranno raccolti e stoccati nei contenitori o sacchi chiusi e consegnati alla ditta specializzata per lo smaltimento adeguato.
- Dovrà essere predisposto un piano di gestione e smaltimento degli eventuali bagni chimici in area del cantiere.

3.6. CONSUMI D'ACQUA DEL CANTIERE

3.6.1. Acque sanitarie

Si stima una presenza di 60 AE nel cantiere.

Per il calcolo del fabbisogno delle acque sanitarie del cantiere vengono usati i seguenti valori:

- a) Numero abitanti equivalenti, $N = 60$
- b) Dotazione idrica media giornaliera $DI = 200 \text{ l/ab/g} = 0.20 \text{ mc/ab/g}$

Il fabbisogno giornaliero delle acque sanitarie V_{sg} risulta:

$$V_{sg} = N \cdot DI = 12.0 \text{ mc/g}$$

Di conseguenza il fabbisogno medio annuo V_{sa} risulta:

$$V_{sa} = V_{sg} \cdot 365 \text{ g} = 4380.0 \text{ mc/anno}$$

3.6.2. Acque industriali

Per quanto riguarda l'acqua necessaria per le attività di cantiere, come produzione di calcestruzzo e lavaggio piazzali, potrà essere usata quella della riserva situata nell'area di cantiere. La riserva d'acqua è costituita da cisterne per l'impianto di betonaggio e da cisterne per le attività del cantiere.

Di seguito vengono valutate le quantità giornaliere ed annue necessarie per le attività di cantiere.

Lavaggio ruote

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 20 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque necessarie al manufatto di lavaggio gomme (V_{gr_g}) risulta pari a:

$$V_{gr} = 20 \text{ mezzi /giorno} \cdot 2,5 \text{ mc/mezzo} = 50 \text{ mc/giorno.}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$V_{ar} = 50 \text{ mc/g} \cdot 365 \text{ g/anno} = 18250 \text{ mc/anno.}$$

Bagnatura e pulizia, piazzali, aree di lavoro

Il fabbisogno d'acqua per questa attività è stato stimato, supponendo l'uso di una autocisterna al giorno, di capacità di 10000 l..

Pertanto il fabbisogno giornaliero risulta pari a

$$V_{gb} = 10 \text{ mc/g,}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$V_{ab} = 10 \text{ mc/g} \cdot 365 \text{ g/anno} = 3650 \text{ mc/anno.}$$

Lavaggio betoniere

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 10 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque necessarie al manufatto di lavaggio gomme (V_{gr_g}) risulta pari a:

$$V_{gm} = 10 \text{ mezzi /giorno} * 2,5 \text{ mc/mezzo} = 25 \text{ mc/giorno.}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$V_{am} = 25 \text{ mc/g} * 365 \text{ g/anno} = 9125 \text{ mc/anno.}$$

Produzione calcestruzzo

Considerando la produzione media di circa 50 mc di calcestruzzo al giorno, si prevede un consumo medio giornaliero di acqua pari a:

$$V_{gc} = 10 \text{ mc/giorno.}$$

Di conseguenza il fabbisogno medio annuo V_{ac} risulta:

$$V_{ac} = 10 \text{ mc/g} * 365 \text{ g/anno} = 3650 \text{ mc/anno}$$

Consumo totale acque industriali

Il fabbisogno totale annuo per le attività del cantiere risulta pari a:

$$V_a = V_{ac} + V_{ab} + V_{ar} + V_{am} = 34675 \text{ mc/anno,}$$

ed il fabbisogno giornaliero:

$$V_g = V_{gc} + V_{gb} + V_{gr} = 95 \text{ mc/g}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 1.10 \text{ l/s}$ ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

3.7. SISTEMA DEL RICIRCOLO DELLE ACQUE

L'acqua reflua industriale trattata sarà riutilizzata nel processo produttivo e solo in caso di esubero verrà convogliata nel punto di scarico.

Infatti a valle dell'impianto di trattamento delle acque reflue è ubicata la vasca delle acque trattate per la quale si assume un volume utile di 10mc. Da questa vasca è stata prevista l'alimentazione delle vasche di accumulo lavaggio ruote, lavaggio autobetoniera e dei serbatoi di stoccaggio dai quali sarà prelevata l'acqua per le varie attività di cantiere.

Ai fini di valutazione dei volumi d'acqua di riuso si fa riferimento alla seguente possibilità di stoccaggio:

Si considera che giornalmente ed annualmente vengono stoccati e riutilizzati i volumi seguenti:

- Vasca accumulo Lavaggio ruote $V_{gr} = 25 \text{ mc/g}$, $V_{ar} = 9125 \text{ mc/anno}$;

- Serbatoi Bagnatura, pulizia piazzali, aree di lavoro $V_{gb} = 10 \text{ mc/g}$, $V_{ab} = 3650 \text{ mc/anno}$;
- Vasca acque trattate impianto $V_{gt} = 10 \text{ mc/g}$, $V_{at} = 3650 \text{ mc/anno}$;

Di conseguenza risulta che giornalmente viene riutilizzato per l'attività di cantiere un volume pari a:

$$V_g = V_{gr} + V_{gb} + V_{gt} = 45 \text{ mc/g},$$

ed annualmente pari a:

$$V_a = V_{ar} + V_{ab} + V_{at} = 16425 \text{ mc/anno}.$$

3.8. FABBISOGNO IDRICO NETTO

Alla luce di quanto esposto il fabbisogno utile risulta espressione del bilancio fra consumi e possibilità di stoccaggio e riutilizzo delle acque.

Il fabbisogno complessivo giornaliero di acqua idropotabile e acqua industriale per il cantiere risulta pari a:

$$V_{fab} = V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 12 \text{ mc/giorno} + 95 \text{ mc/giorno} - 45 \text{ mc/giorno} = 62 \text{ mc/giorno}$$

$$V_{fab} = V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 4380 \text{ mc/ anno} + 34675 \text{ mc/anno} - 16425 \text{ mc/ anno} \\ = 22630 \text{ mc/ anno}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 0,72 \text{ l/s}$ ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

Si fa notare che le valutazioni sopra indicate sono state effettuate considerando 365 giorni lavorativi al giorno.

3.9. DIMENSIONAMENTO DELLE RETI DELLE ACQUE METEORICHE

Il dimensionamento della rete di drenaggio di raccolta acque meteoriche viene condotto sulla base del regime pluviometrico introdotto nel prgf.2.3.6 e in riferimento alla metodologia di calcolo espressa nel prgf.2.3.7.

L'area di cantiere in questione ha una superficie pavimentata complessiva di 72560 mq, di cui 14000 mq di "percorsi puliti" e 58560 mq di aree di lavorazione.

I collettori sono in PEad corrugato e di dimensioni comprese tra DN 250 mm e DN 1200 mm.

Si riportano a seguire lo schema della rete di drenaggio per lo smaltimento delle acque meteoriche bianche (percorsi puliti) e il dettaglio di calcolo del collettore principale (rappresentato in viola).



Ramo principale Rp_01													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
Rs_01	2740	m ²											
Rs_02	2880	m ²											
Rs_03	3410	m ²											
Rs_04	4970	m ²											
1	2	Rs_01	2740	2740	10	111	400	65%	0.099	80	0.006	1.33	85
2	3	Rs_02	2880	5620	10	111	500	72%	0.128	80	0.006	1.57	174
3	4	Rs_03	3410	9030	10	111	630	66%	0.155	80	0.006	1.78	279
4	5	Rs_04	4970	14000	10	111	800	58%	0.184	80	0.006	2.01	433
Q meteorica pulita			14000		10	111	800	58%	0.184	80	0.006	2.01	433

Si riporta a seguire il dettaglio di calcolo per il collettore secondario Rs_01_04:

Ramo secondario Rs_01_04													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
1	2		842	842	5	168	250	80%	0.065	80	0.010	1.29	39
2	3		787	1629	5	168	315	79%	0.083	80	0.010	1.52	76
3	4		550	2179	10	111	315	72%	0.081	80	0.010	1.50	67
4	5		464	2643	10	111	400	54%	0.090	80	0.010	1.61	82
5	6		464	3107	10	111	400	60%	0.095	80	0.010	1.67	96

Si riporta a seguire per completezza di trattazione, il criterio di calcolo utilizzato per il dimensionamento di tutti i collettori secondari, basato sul calcolo dell'area massima drenabile da ciascun tratto di tubazione con grado di riempimento massimo fissato pari all'80% (si riportano a titolo esemplificativo le aree determinate in funzione delle pendenze p=1.00% e p=0.50%)

Rami secondari Rs_0X_XX											
	Ai	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q	
	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	599	5	168	250	80%	0.065	80	0.005	0.91	28	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	847	5	168	250	80%	0.065	80	0.010	1.29	39	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	1161	5	168	315	80%	0.083	80	0.005	1.08	54	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	1642	5	168	315	80%	0.083	80	0.010	1.52	76	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	3214	10	111	400	80%	0.104	80	0.005	1.25	99	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	4545	10	111	400	80%	0.104	80	0.010	1.77	141	

NOTA:
I collettori secondari sono stati dimensionati valutando per ogni tratto elementare di tubazione, l'effettiva area scolante

Si riportano a seguire lo schema della rete di drenaggio per lo smaltimento delle acque meteoriche da trattare e il dettaglio di calcolo dei collettori principali (rappresentati in viola).



Aree drenate dai rami secondari confluenti nel ramo principale Rp_01

Rs_01_01	4550 m ²
Rs_01_02	3200 m ²
Rs_01_03	3250 m ²

CANTIERIZZAZIONE-RELAZIONE IDRAULICA

Rs_01_04	3200	m ²											
Rs_01_05	3210	m ²											
Rs_01_06	3200	m ²											
Rs_01_07	1685	m ²											
Ramo principale Rp_01													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
1	2	Rs_01_01	4550	4550	10	111	400	80%	0.104	80	0.010	1.77	141
2	3	Rs_01_02	3200	7750	10	111	500	76%	0.129	80	0.010	2.04	240
3	4	Rs_01_03	3250	11000	10	111	630	64%	0.152	80	0.010	2.28	340
4	5	Rs_01_04	3200	14200	10	111	630	78%	0.161	80	0.010	2.37	439
5	6	Rs_01_05	3210	17410	10	111	800	57%	0.182	80	0.010	2.57	538
6	21	Rs_01_06 - Rs_01_07	4885	22295	10	111	800	67%	0.197	80	0.010	2.71	689

Aree drenate dai rami secondari confluenti nel ramo principale Rp_02

Rs_02_01	3135	m ²
Rs_02_02	2660	m ²
Rs_02_03	2210	m ²
Rs_02_04	2420	m ²
Rs_02_05	2775	m ²
Rs_02_06	3020	m ²
Rs_02_07	3050	m ²
Rs_02_08	3325	m ²
Rs_02_09	2955	m ²
Rs_02_10	4060	m ²
Rs_02_11	1150	m ²
Rs_02_12	2800	m ²
Rs_02_13	680	m ²
Rs_02_14	855	m ²
Rs_02_15	1170	m ²

Ramo principale Rp_02													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
7	8	Rs_02_01 - Rs_02_02	5795	5795	10	111	500	74%	0.128	80	0.006	1.58	179
8	9	Rs_02_03	2210	8005	10	111	630	61%	0.149	80	0.006	1.74	247
9	10	Rs_02_04	2420	10425	10	111	630	74%	0.160	80	0.006	1.83	322
10	11	Rs_02_05	2775	13200	10	111	800	56%	0.181	80	0.006	1.98	408
11	12	Rs_02_06	3020	16220	10	111	800	64%	0.193	80	0.006	2.07	501
12	13	Rs_02_07	3050	19270	10	111	800	73%	0.202	80	0.006	2.13	596
13	14	Rs_02_08	3325	22595	10	111	1000	53%	0.221	80	0.006	2.27	699

CANTIERIZZAZIONE-RELAZIONE IDRAULICA

14	15	Rs_02_09	2955	25550	10	111	1000	58%	0.231	80	0.006	2.33	790
15	16	Rs_02_10	4060	29610	10	111	1000	63%	0.242	80	0.006	2.41	915
16	17	Rs_02_11	1150	30760	10	111	1000	65%	0.245	80	0.006	2.43	951
17	18	Rs_02_12	2800	33560	10	111	1000	58%	0.232	80	0.010	3.02	1038
18	19	Rs_02_13	680	34240	10	111	1000	59%	0.234	80	0.010	3.04	1059
19	20	Rs_02_14	855	35095	10	111	1000	60%	0.236	80	0.010	3.05	1085
20	21	Rs_02_15	1170	36265	10	111	1000	61%	0.238	80	0.010	3.08	1121
Q meteorica da trattare			58560		10	111	1200	78%	0.313	80	0.005	2.61	1810
Q allo scarico =			Qseconda pioggia + Qacque pulite						0.313	80	0.005	2.61	1918

Si riporta a seguire il dettaglio di calcolo per i collettori secondari Rs_01_02 e Rs_02_04:

Ramo secondario Rs_01_02													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
1	2		353	353	5	168	250	44%	0.049	80	0.010	1.07	16
2	3		632	985	5	168	315	55%	0.072	80	0.010	1.39	46
3	4		616	1601	5	168	315	78%	0.083	80	0.010	1.52	75
Ramo secondario Rp_02_04													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
1	2		200	200	5	168	250	33%	0.039	80	0.010	0.92	9
2	3		462	662	5	168	250	65%	0.062	80	0.010	1.25	31
3	4		798	1460	5	168	315	72%	0.082	80	0.010	1.50	68

Si riporta a seguire per completezza di trattazione, il criterio di calcolo utilizzato per il dimensionamento di tutti i collettori secondari, basato sul calcolo dell'area massima drenabile da ciascun tratto di tubazione con grado di riempimento massimo fissato pari all'80% (si riportano a titolo esemplificativo le aree così determinate in funzione delle pendenze p=1.00% e p=0.50%)

Rami secondari Rs_0X_XX												
	Ai	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q		
	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]		
Area max drenabile in relazione al G.R.max	599	5	168	250	80%	0.065	80	0.005	0.91	28		
Area max drenabile in relazione al G.R.max	847	5	168	250	80%	0.065	80	0.010	1.29	39		
Area max drenabile in relazione al G.R.max	1161	5	168	315	80%	0.083	80	0.005	1.08	54		
Area max drenabile in relazione al G.R.max	1642	5	168	315	80%	0.083	80	0.010	1.52	76		
Area max drenabile in relazione al G.R.max	3214	10	111	400	80%	0.104	80	0.005	1.25	99		
Area max drenabile in relazione al G.R.max	4545	10	111	400	80%	0.104	80	0.010	1.77	141		

NOTA:
I collettori secondari sono stati dimensionati valutando per ogni tratto elementare di tubazione, l'effettiva area scolante

Per i diametri e le pendenze di tutti i collettori si rimanda alle planimetrie di progetto delle reti idrauliche.

Si riporta nella tabella seguente il riepilogo delle portate alla sezione di scarico.

$Q_{met.}$	$Q_{p.p.}$	$Q_{s.p.}$	Q_{pulite}	$Q_{scarico}$
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
1810	325	1485	433	1918

dove :

Q_{met} portata meteorica per la superficie pavimentata delle aree di lavorazione (esclusi i percorsi puliti)

$Q_{p.p.}$ portata di prima pioggia (5mm , 15 min)

$Q_{s.p.}$ seconda pioggia, con $Q_{s.p.} = Q_{met.} - Q_{p.p.}$

Q_{pulite} portata relativa ai soli percorsi puliti

$Q_{scarico}$ portata di punta allo scarico, con $Q_{scarico} = Q_{s.p.} + Q_{pulite}$

Nel computo della portata allo scarico non è stata considerata la portata di prima pioggia in quanto le acque dilavanti vengono raccolte nel bacino di accumulo e successivamente inviate all'impianto di trattamento mediante pompa di rilancio. Parte delle acque trattate viene riutilizzata e stoccata, la parte eccedente viene scaricata, ma in un tempo successivo al periodo di picco, con un effetto complessivo di laminazione della portata meteorica.

3.10. INDIVIDUAZIONE DEL CORPO IDRICO RICETTORE

Il corpo ricettore individuato come idoneo a ricevere le acque di scarico provenienti dall'area di cantiere CB01, è denominato Fosso Ficarella, corso d'acqua le cui opere idrauliche (sponde/argini) sono classificate di III categoria, ai sensi del Regio Decreto n°523/1904.

Il corso d'acqua, riportato sia nel rilievo, che nella cartografia ctr 1:2000, attraversa la sede autostradale mediante un tombino scatolare (opera 123) che ne ripristina la continuità idraulica,.

Risulta di competenza del "Consorzio di bonifica Ombrone pistoiese-Bisenzio" e sviluppa il suo corso nei comuni di Prato e Montemurlo, per un estensione di 20,6 km.

Come riportato nella precedente tabella, la portata di picco scaricata nel corpo idrico ricettore risulta pari a $Q_{scarico} = 1918$ l/s

4. CANTIERE CO01_Cantiere operativo “Peretola”

L'area di cantiere di Peretola è suddivisa in due sub-aree distinte, che saranno chiamate:

- Cantiere operativo CO01
- Cantiere operativo CO02

4.1. FASI DEL CANTIERE CHE ORIGINANO GLI SCARICHI

Le origini delle acque reflue provenienti dalle due sub-aree sono da mettere in relazione alle seguenti aree funzionali identificabili come:

- Cantiere operativo CO01
 - Cantiere operativo (12541 mq)
- Cantiere operativo CO02
 - Area di caratterizzazione terre (6214 mq)

sono relative a:

1. Acque meteoriche di dilavamento dei piazzali del cantiere e dell'area di caratterizzazione delle terre;
2. Lavaggio gomme dei mezzi che trasportano il materiale scavato, il calcestruzzo ed altri materiali per la costruzione;
3. Scarichi civili.

4.2. DESCRIZIONE DELLE ATTIVITÀ CHE ORIGINANO SCARICHI E LA LORO QUANTITÀ

Di seguito vengono descritte le fasi del cantiere che producono gli scarichi con il riferimento alle quantità delle acque reflue prodotte, necessarie per il dimensionamento degli impianti di trattamento.

4.2.1. *Acque reflue industriali e meteoriche*

Lavaggio gomme

I mezzi che lasciano l'area di cantiere dovranno pulire i pneumatici passando attraverso un apposito manufatto di lavaggio munito di ugelli per il lavaggio delle superfici esterne ed interne

delle ruote singole o gemellate. L'acqua di lavaggio sarà convogliata in una vasca di decantazione acque reflue e di seguito inviata all'impianto di trattamento per essere riutilizzata.

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 10 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Una parte di questo volume viene persa, considerando che il mezzo uscendo dal manufatto di lavaggio rilascia l'acqua. Comunque per la stima delle quantità delle acque di scarico, in via cautelativa viene considerato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque reflue provenienti dal manufatto di lavaggio gomme (V_{gr_g}) risulta pari a:

$$V_{gr_g} = 10 \text{ mezzi /giorno} * 2,5 \text{ mc/mezzo} = 25 \text{ mc/giorno.}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media giornaliera pari a:

$$Q = 25 \text{ mc/g} / 86400 \text{ s/g} = 0.29 \text{ l/s.}$$

Dato che i lavaggi non saranno distribuiti in modo uniforme durante la giornata (situazioni di picco) si assume che durante i singoli lavaggi in breve tempo verranno scaricati notevoli volumi di acque da trattare. Tali acque saranno immesse in una vasca con funzione di accumulo, laminazione e sedimentazione grossolana.

E' stata prevista una vasca di decantazione di volume pari a 12 mc, per poter contenere il volume d'acqua prodotto da circa 5 lavaggi.

Si assume inoltre che la vasca possa essere vuotata in 2 ore, inviando le acque all'impianto di trattamento, con una portata di circa **1.67 l/s**

Acque meteoriche

Le acque meteoriche provenienti dai versanti ("acque pulite") e che non interferiscono con l'area di cantiere, verranno raccolte lungo i limiti del cantiere mediante fossi di guardia e convogliate direttamente nel suo recapito finale.

Le acque di dilavamento del piazzale di cantiere relative alle aree di passaggio, manovra e sosta mezzi, provenienti dall'area di lavorazione saranno raccolte e convogliate in un'apposita rete di raccolta interna al cantiere. Da qui attraverso un opportuno pozzetto partitore, le acque di prima pioggia saranno inviate alla depurazione, dopo essere state raccolte in idonee vasche di stoccaggio. Le acque successive alla prima pioggia saranno inviate allo scarico finale.

Si fa notare che anche le acque prodotte durante il lavaggio dei piazzali saranno recapitate nella rete di smaltimento acque meteoriche e di conseguenza saranno trattate come prime piogge. Tali acque tuttavia non rientrano nel dimensionamento degli impianti di depurazione in quanto sicuramente i lavaggi non avverranno contemporaneamente agli eventi meteorici.

Di seguito viene descritta la modalità di determinazione dei volumi delle acque meteoriche di prima pioggia e dei volumi di ulteriori aliquote delle acque meteoriche dilavanti che saranno temporaneamente stoccati negli appositi manufatti e di seguito trattati.

Le aree di cantiere nel loro insieme hanno una superficie totale di circa 12541 mq. La prima pioggia viene considerata come un evento meteorico di altezza di pioggia pari a 5 mm. Pertanto la portata relativa alla prima pioggia (AMPP) risulta pari a $Q = 69.67$ l/s, per un periodo di 15 minuti.

Il volume dell'acqua generato dalla prima pioggia risulta pari a

$V_{pp} = 12541 \text{ mq} * 0.005 \text{ m} = 62.71 \text{ mc}$. Tale volume si prevede che venga svuotato in 48 ore. Si prevede un bacino di accumulo di 77.8 mc, costituito da una vasca monoblocco prefabbricata.

All'inizio della precipitazione, le acque meteoriche di dilavamento che si immettono nel pozzetto separatore defluiscono nel bacino di accumulo, inizialmente vuoto, attraverso la tubazione di comunicazione. Durante la precipitazione, il bacino si riempie fino al livello massimo utile. Da questo momento, le acque risultanti delle piogge successive alla prima pioggia (superiori all'altezza di pioggia di 5 mm), sfiorano attraverso lo stramazzo livellatore che divide il pozzetto separatore in due parti; di seguito confluiscono in un secondo pozzetto, che contiene un sistema di rilevazione delle piogge eccedenti costituito da una sonda segnalatrice. Tale sonda del tipo ad elettrodi è montata internamente al pozzetto su un supporto in acciaio inossidabile collegato alla condotta di scarico proveniente dal pozzetto separatore.

La vasca di accumulo è dotata di una pompa di svuotamento con interruttore di livello e di una linea di rilancio, composta da una tubazione di sollevamento e da due tubazioni di mandata e ricircolo ambedue munite di valvola di regolazione della portata.

Il quadro elettrico è attrezzato per il comando ed il controllo della pompa di svuotamento e per la segnalazione luminosa/acustica che indica il superamento dell'altezza di pioggia oltre i 5 mm.

Sul collettore di smaltimento della pioggia superiore ai 5 mm, a valle del pozzetto separatore, è stato previsto un pozzetto di ispezione per prelievo campioni.

Portata idraulica delle acque di scarico industriali e meteoriche

Per l'impianto di trattamento vengono considerati i seguenti valori delle portate generate all'interno del cantiere:

- Lavaggio gomme mezzi: 1.67 l/s;
- Acque meteoriche di dilavamento (prima pioggia): 0.36 l/s.

Di conseguenza viene assunta la portata dell'impianto di trattamento pari a **2.00 l/s**.

4.2.2. Scarichi civili

Si stima una presenza di 50 lavoratori nell'area di cantiere ai quali corrispondono 10 AE. Considerando la dotazione idrica media giornaliera pari a 200 l/ab/g risulta il volume giornaliero delle acque di scarico (Vgs) pari a:

$$Vgs = 10 \text{ ab.eq} * 200 \text{ l/ab/g} = \mathbf{2 \text{ mc/g}}$$

4.3. DIMENSIONAMENTO DELL' IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE REFLUE INDUSTRIALI E METEORICHE

La portata idraulica dell'impianto assunta è pari a 2.03 l/s. I dati di progetto considerati per il dimensionamento dell'impianto sono i seguenti:

- portata di acqua torbida da trattare: 2.03 l/sec pari a 7306 l/h
- contenuto di solidi in sospensione: 15 gr/l (0,015 Kg/l)
- quantità oraria di fango secco prodotta: 0,015 Kg/l x 7306 l/h = 110 kg/h

4.3.1. Decantatore statico

Considerando che la portata d'acqua torbida da trattare è di 7.3 m³/h, si prevede un decantatore statico con diametro 2 m per avere una velocità d'acqua di risalita minore di 4 m/h.

$$7.3 \text{ m}^3/\text{h} / ((2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times \pi) - (0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times \pi)) = 2.56 \text{ m/h.}$$

4.3.2. Impianto per la disidratazione dei fanghi

Considerando che il peso della quantità di fango secco contenuto in un metro cubo di filtrato alla filtro pressa è di 1600 kg/m³, la quantità oraria di fango secco di 110 kg/h prodotta sarà contenuta in un volume, alla filtro pressa, di 110 kg/h / 1600 kg/m³ = 0,07 m³/h.

Considerando una buona filtrabilità del materiale, viene adottata una filtropressa di capacità di 0,02 m³, che potrà soddisfare alle necessità di produzione con un'attività di 4 cicli per ora:

$$4 \text{ cicli/h} \times 0,02 \text{ m}^3/\text{ciclo} = 0,08 \text{ m}^3/\text{h}$$

4.4. DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE SCARICHI CIVILI

E' stato previsto un impianto di capacità 10 abitanti equivalenti che consiste in un trattamento primario (fossa Imhoff) ed in un trattamento secondario biologico ad "ossidazione totale".

Il liquame viene prima inviato alla fossa Imhoff e successivamente introdotto nella zona di ossidazione, dove viene sottoposto ad una ossidazione prolungata, mediante aerazione, per un tempo minimo di 24 ore. La miscela acqua-fango attivo in seguito viene immessa nella zona di

sedimentazione, dove permane il tempo sufficiente affinché le sostanze solide sospese possano depositarsi sul fondo, permettendo all'acqua di uscire chiarificata, mentre i fanghi sedimentati tornano attraverso il ricircolo fanghi nella zona di ossidazione.

L'impianto previsto è costituito da una vasca circolare prefabbricata monoblocco in calcestruzzo armato, interrata e coperta con una soletta carrabile con tre aperture di ispezione munite di chiusini. La vasca, di capacità 6470 l, è divisa tramite un setto interno in un comparto di 2030 l per fossa Imhoff e uno da 4170 l per bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria.

L'impianto scelto è dotato di quadro elettrico e di un vano servizi nel quale sono alloggiati il quadro stesso e la soffiante.

Il dimensionamento del depuratore è stato effettuato sulla base delle indicazioni fornite dalle "Linee Guida per il trattamento di acque reflue domestiche ed assimilate in aree non servite da pubblica Fognatura" di ARPAT e sulla base delle indicazioni fornite dalle ditte costruttrici di impianti prefabbricati.

I dati di dimensionamento sono i seguenti:

- Carico idraulico specifico: 200 l/abxgiorno al quale corrisponde una portata di:
 $200 \text{ l/abxgiorno} \times 10 \text{ AE} = 2000 \text{ l/giorno} = 0.083 \text{ mc/h}$
- Carico organico specifico: 60 g BOD₅/abxgiorno dal quale si ottiene:
 $60 \text{ g BOD}_5/ \text{ abxgiorno} \times 10 \text{ AE} = 600 \text{ g BOD}_5/\text{giorno}$ che equivalgono ad una concentrazione in ingresso di 300 mg/l.

Il dimensionamento della superficie del sedimentatore all'interno della fossa Imhoff, utilizzata come trattamento primario, è stato effettuato considerando un limite superiore di carico superficiale valutato sulla portata di picco, assunta pari a 3 volte la portata media.

$$C_{is,p} = \frac{Q_p}{S} < 1 \text{ m/h}$$

Il comparto di digestione è stato dimensionato considerando un volume pari a 85 l/abxgiorno.

Considerando quindi una portata di picco pari a 0.25 mc/h si ottiene una superficie minima del comparto di sedimentazione pari a 0.25 mq ed un volume del comparto di digestione di 850 litri.

L'impianto proposto ha un bacino di sedimentazione primaria e di digestione anaerobica del fango di supero (fossa Imhoff) ricavato nel comparto da 2030 l e contiene il reparto di sedimentazione primaria di 380 l con una superficie di sedimentazione di 0.56 mq separato e comunicante con il reparto di digestione avente volume utile di 950 l.

Il bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria ricavato nel comparto da 4170 l contiene il vano di ossidazione di volume di 2420 l equipaggiato con aeratori e pompa di spurgo del fango biologico ed il vano di sedimentazione avente volume di 930 l.

Con un volume di questo tipo il fattore di carico risulta pari

$$F_c = \frac{0.6 \text{ Kg}_{BOD_5}}{4 \text{ Kg} / \text{mc} \times 2.42 \text{ mc}} = 0.062 \frac{\text{kg}_{BOD_5}}{\text{kg}_{SS} \text{ d}}$$

Tale valore secondo dati di letteratura garantisce un rendimento di abbattimento del BOD₅ superiore al 90 %, consentendo una portata in uscita con una concentrazione di BOD₅ inferiore ai limiti di legge. In allegato sono riportate piante e sezioni dell'impianto sopra descritto. Sulla planimetria del ciclo delle acque di cantiere è riportato lo schema a blocchi dell'impianto.

4.5. QUANTITA' E TIPOLOGIA DI REFLUI NON SCARICATI

Durante i processi di decantazione e di trattamento acque vengono prodotti i reflui ed i rifiuti che dovranno essere smaltiti:

- Le vasche di accumulo e di decantazione dell'impianto di lavaggio ruote e delle acque meteoriche dovranno essere ripulite dal fango e dal materiale sedimentato dalle ditte autorizzate a mezzo di autospurgo, quando risulta necessario;
- I fanghi prodotti dall'impianto di depurazione acque industriali e stoccati temporaneamente nell'area dell'impianto, dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata. Dal dimensionamento dell'impianto di trattamento risulta una produzione oraria di fango pari a 115 kg/h. Si fa notare che questa quantità corrisponde al funzionamento dell'impianto di trattamento a capacità piena, relativa alla portata dell'impianto di trattamento di 2.14l/s. Questa quantità di fango prodotto potrà essere raggiunta solo durante alcuni orari di lavoro, in concomitanza con un numero elevato delle operazioni di lavaggio gomme automezzi.
- Gli oli residui dal separatore oli e dal filtro a coalescenza dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata;
- I fanghi dal depuratore scarichi civili (fossa Imhoff e vasca di ossidazione totale) dovranno essere rimossi periodicamente mediante auto spurgo dalla ditta specializzata.

Oltre ai reflui prodotti dagli impianti di depurazione, dall'area di cantiere dovranno essere smaltiti:

- Eventuale carburante sversato nella vasca di contenimento del manufatto rifornimento del carburante. La vasca dovrà essere ripulita, quando necessario, a mezzo di auto spurgo dalle ditte autorizzate;

- Eventuali accidentali sversamenti di oli nell'area del cantiere dovranno essere assorbiti per mezzo di panni speciali, che saranno raccolti e stoccati nei contenitori o sacchi chiusi e consegnati alla ditta specializzata per lo smaltimento adeguato.
- Dovrà essere predisposto un piano di gestione e smaltimento degli eventuali bagni chimici in area del cantiere.

4.6. CONSUMI D'ACQUA DEL CANTIERE

4.6.1. Acque sanitarie

Si stima una presenza di 10 AE nel cantiere.

Per il calcolo del fabbisogno delle acque sanitarie del cantiere vengono usati i seguenti valori:

c) Numero abitanti equivalenti, $N = 10$

d) Dotazione idrica media giornaliera $DI = 200 \text{ l/ab/g} = 0.20 \text{ mc/ab/g}$

Il fabbisogno giornaliero delle acque sanitarie V_{sg} risulta:

$$V_{sg} = N \cdot DI = 2.0 \text{ mc/g}$$

Di conseguenza il fabbisogno medio annuo V_{sa} risulta:

$$V_{sa} = V_{sg} \cdot 365 \text{ g} = 730.0 \text{ mc/anno}$$

4.6.2. Acque industriali

Per quanto riguarda l'acqua necessaria per le attività di cantiere e per il lavaggio piazzali, potrà essere usata quella della riserva situata nell'area di cantiere, stoccata all'interno di apposite cisterne. Di seguito vengono valutate le quantità giornaliere ed annue necessarie per le attività di cantiere.

Lavaggio ruote

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 10 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque necessarie al manufatto di lavaggio gomme (V_{grg}) risulta pari a:

$$V_{gr} = 10 \text{ mezzi /giorno} \cdot 2,5 \text{ mc/mezzo} = 25 \text{ mc/giorno.}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$V_{ar} = 25 \text{ mc/g} \cdot 365 \text{ g/anno} = 9125 \text{ mc/anno.}$$

Bagnatura e pulizia, piazzali, aree di lavoro

Il fabbisogno d'acqua per questa attività è stato stimato, supponendo l'uso di una autocisterna al giorno, di capacità di 10000 l..

Pertanto il fabbisogno giornaliero risulta pari a:

$$V_{gb}=10 \text{ mc/g,}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$V_{ab}= 10 \text{ mc/g} * 365 \text{ g/anno} = 3650 \text{ mc/anno.}$$

Consumo totale acque industriali

Il fabbisogno totale annuo per le attività del cantiere risulta pari a:

$$V_a= V_{ab} + V_{ar} = 12775 \text{ mc/anno,}$$

ed il fabbisogno giornaliero:

$$V_g = V_{gb} + V_{gr} = 35 \text{ mc/g}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 0.41 \text{ l/s}$ ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

4.7. SISTEMA DEL RICIRCOLO DELLE ACQUE

L'acqua reflua industriale trattata sarà riutilizzata nel processo produttivo e solo in caso di esubero verrà convogliata nel punto di scarico.

Infatti a valle dell'impianto di trattamento delle acque reflue è ubicata la vasca delle acque trattate per la quale si assume un volume utile di 10mc. Da questa vasca è stata prevista l'alimentazione delle vasche di accumulo lavaggio ruote e dei serbatoi di stoccaggio dai quali sarà prelevata l'acqua per le varie attività di cantiere.

Ai fini di valutazione dei volumi d'acqua di riuso si fa riferimento alla seguente possibilità di stoccaggio:

Si considera che giornalmente ed annualmente vengono stoccati e riutilizzati i volumi seguenti:

- Vasca accumulo Lavaggio ruote $V_{gr} = 12 \text{ mc/g}$, $V_{ar} = 4380 \text{ mc/anno}$;
- Serbatoi Bagnatura, pulizia piazzali, aree di lavoro $V_{gb} = 10 \text{ mc/g}$, $V_{ab} = 3650 \text{ mc/anno}$;

Di conseguenza risulta che giornalmente viene riutilizzato per l'attività di cantiere un volume pari a:

$$V_g = V_{gr} + V_{gb} = 22 \text{ mc/g,}$$

ed annualmente pari a

$$V_a = V_{ar} + V_{ab} = 8030 \text{ mc/anno.}$$

4.8. FABBISOGNO IDRICO NETTO

Alla luce di quanto esposto il fabbisogno utile risulta espressione del bilancio fra consumi e possibilità di stoccaggio e riutilizzo delle acque.

Il fabbisogno complessivo giornaliero di acqua idropotabile e acqua industriale per il cantiere risulta pari a:

$$V_{fab}=V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 2 \text{ mc/giorno} + 35 \text{ mc/giorno} - 22 \text{ mc/giorno} = 15 \text{ mc/giorno}$$

$$V_{fab}=V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 730 \text{ mc/anno} + 12775 \text{ mc/ anno} - 8030 \text{ mc/ anno} \\ = 5475 \text{ mc/ anno}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 0,17 \text{ l/s}$ ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

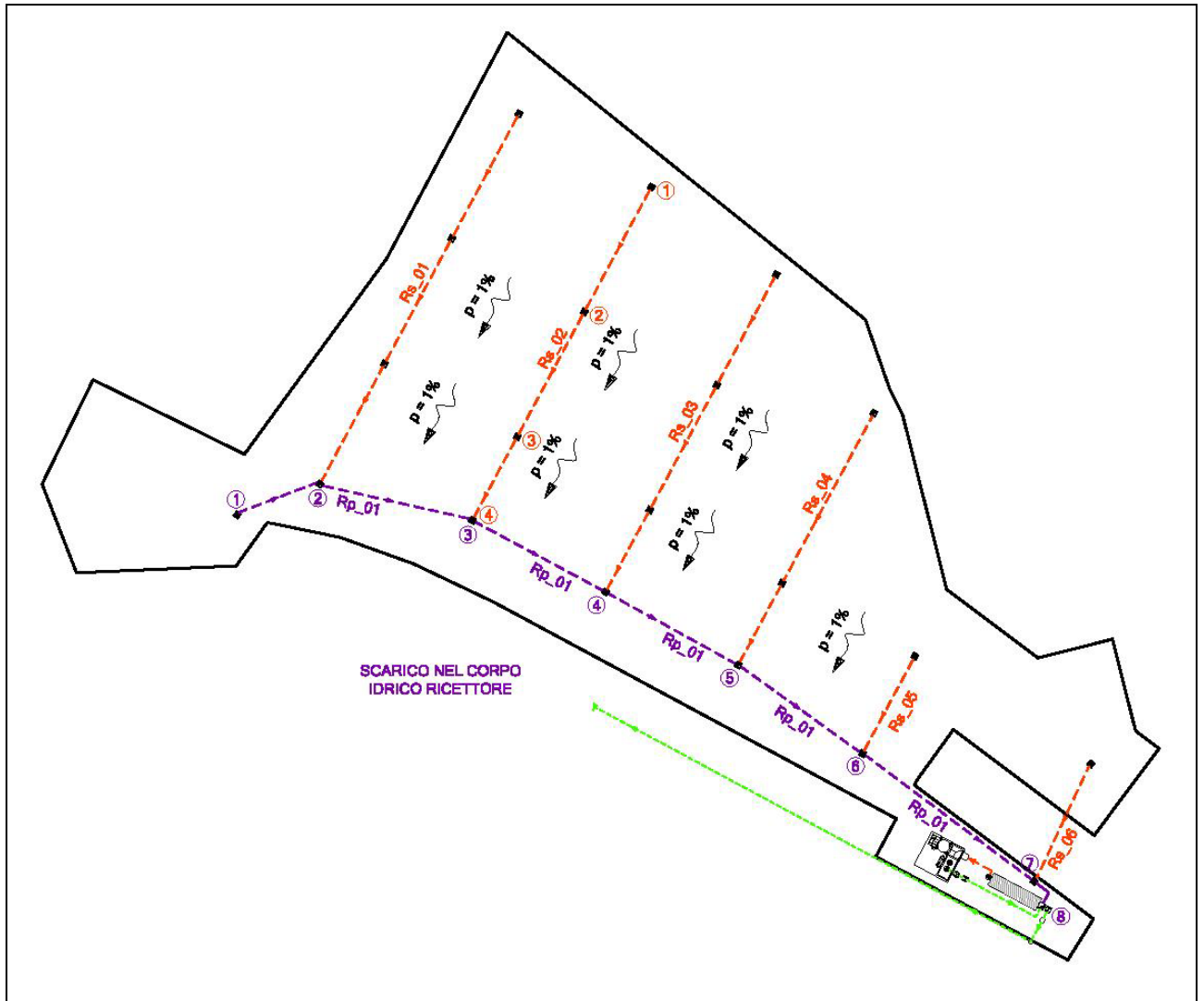
Si fa notare che le valutazioni sopra indicate sono state effettuate considerando 365 giorni lavorativi al giorno.

4.9. DIMENSIONAMENTO DELLE RETI DELLE ACQUE METEORICHE

Il dimensionamento della rete di drenaggio di raccolta acque meteoriche viene condotto sulla base del regime pluviometrico introdotto nel prgf.2.3.6 e in riferimento alla metodologia di calcolo espressa nel prgf.2.3.7.

Si riportano a seguire lo schema della rete di drenaggio per lo smaltimento delle acque meteoriche da trattare e il dettaglio di calcolo del collettore principale (rappresentato in viola).

I collettori sono in PEad corrugato e di dimensioni comprese tra DN 250 mm e DN 800 mm.



Aree drenate dai rami secondari confluenti - Rs_XX

Rs_01	1665	m ²
Rs_02	1888	m ²
Rs_03	1685	m ²
Rs_04	1455	m ²
Rs_05	635	m ²
Rs_06	830	m ²

Ramo principale Rp_01			Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
nodo i	nodo j	rami confluenti	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
1	2		1040	1040	5	168	315	73%	0.082	80	0.005	1.07	48
2	3	Rs_01	2320	3360	10	111	500	54%	0.112	80	0.005	1.31	104
3	4	Rs_02	2476	5836	10	111	500	81%	0.130	80	0.005	1.45	180
4	5	Rs_03	2250	8086	10	111	630	65%	0.154	80	0.005	1.62	250
5	6	Rs_04	2020	10106	15	88	630	65%	0.153	80	0.005	1.62	246

CANTIERIZZAZIONE-RELAZIONE IDRAULICA

6	7	Rs_05	1115	11221	10	111	800	54%	0.176	80	0.005	1.78	347
7	8	Rs_06	1320	12541	10	111	800	58%	0.183	80	0.005	1.82	388
Q meteorica da trattare			12541		10	111	800	58%	0.183	80	0.005	1.82	388
Portata allo scarico							630	79%	0.162	80	0.005	1.68	318

Si riporta a seguire il dettaglio di calcolo per il collettore secondario Rs_02:

Ramo secondario Rs_02													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
			530	530	5	168	250	57%	0.057	80	0.010	1.19	25
			738	1268	5	168	315	65%	0.079	80	0.010	1.47	59
			620	1888	5	168	400	57%	0.092	80	0.010	1.63	88

Si riporta a seguire per completezza di trattazione, il criterio di calcolo utilizzato per il dimensionamento di tutti i collettori secondari, basato sul calcolo dell'area massima drenabile da ciascun tratto di tubazione con grado di riempimento massimo fissato pari all'80% (si riportano a titolo esemplificativo le aree così determinate in funzione delle pendenze p=1.00% e p=0.50%)

Rami secondari Rs_0X_XX											
	Ai	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q	
	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	599	5	168	250	80%	0.065	80	0.005	0.91	28	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	847	5	168	250	80%	0.065	80	0.010	1.29	39	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	1161	5	168	315	80%	0.083	80	0.005	1.08	54	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	2473	10	111	315	80%	0.083	80	0.010	1.52	76	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	3214	10	111	400	80%	0.104	80	0.005	1.25	99	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	4545	10	111	400	80%	0.104	80	0.010	1.77	141	

NOTA:
I collettori secondari sono stati dimensionati valutando per ogni tratto elementare di tubazione, l'effettiva area scolante

Per i diametri di tutti i collettori si rimanda alle planimetrie di progetto relativa alle reti idrauliche.

Si riporta nella tabella seguente il riepilogo delle portate alla sezione di scarico.

Q_{met.}	Q_{p.p.}	Q_{s.p.}	Q_{scarico}
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
388	70	318	318

dove :

Q_{met} portata meteorica per la superficie pavimentata delle aree di lavorazione (esclusi i percorsi puliti)

$Q_{p.p.}$ portata di prima pioggia (5mm , 15 min)

$Q_{s.p.}$ seconda pioggia, con $Q_{s.p.} = Q_{met.} - Q_{p.p.}$

$Q_{scarico}$ portata di punta allo scarico, con $Q_{scarico} = Q_{s.p.}$

Nel computo della portata allo scarico non è stata considerata la portata di prima pioggia in quanto le acque dilavanti vengono raccolte nel bacino di accumulo e successivamente inviate all'impianto di trattamento mediante pompa di rilancio. Parte delle acque trattate viene riutilizzata e stoccata, la parte eccedente viene scaricata, ma in un tempo successivo al periodo di picco, con un effetto complessivo di laminazione della portata meteorica.

Si riportano a seguire i diametri di calcolo del tratto terminale dei collettori in corrispondenza della sezione di chiusura, rispettivamente della rete di acque bianche, della rete di acque meteoriche da depurare e del collettore allo scarico.

4.10. INDIVIDUAZIONE DEL CORPO IDRICO RICETTORE

Il corpo ricettore individuato come idoneo a ricevere le acque di scarico provenienti dal cantiere operativo CO01, è il fosso denominato canale Lumino Nord e scorre in adiacenza al lato est dell'area di cantiere.

Il corso d'acqua, riportato sia nel rilievo, che nella cartografia ctr 1:2000, risulta di competenza del Consorzio di Bonifica Area Fiorentina e attraversa la sede autostradale mediante un tombino scatolare (opera 25) che ne ripristina la continuità idraulica.

Come riportato nella precedente tabella, la portata di picco scaricata nel corpo idrico ricettore risulta pari a $Q_{scarico} = 318$ l/s

5. CANTIERE CO02_Cantiere operativo “Peretola”

5.1. FASI DEL CANTIERE CHE ORIGINANO GLI SCARICHI

Le origini delle acque reflue provenienti dall'area di cantiere identificata come:

- Area di caratterizzazione delle terre

sono relative a:

4. Acque meteoriche di dilavamento dei piazzali del cantiere e dell'area di caratterizzazione delle terre;
5. Lavaggio gomme dei mezzi che trasportano il materiale scavato, il calcestruzzo ed altri materiali per la costruzione;
6. Scarichi civili.

5.2. DESCRIZIONE DELLE ATTIVITÀ CHE ORIGINANO SCARICHI E LA LORO QUANTITÀ

Di seguito vengono descritte le fasi del cantiere che producono gli scarichi con il riferimento alle quantità delle acque reflue prodotte, necessarie per il dimensionamento degli impianti di trattamento.

5.2.1. Acque reflue industriali e meteoriche**Lavaggio gomme**

I mezzi che lasciano l'area di cantiere dovranno pulire i pneumatici passando attraverso un apposito manufatto di lavaggio munito di ugelli per il lavaggio delle superfici esterne ed interne delle ruote singole o gemellate. L'acqua di lavaggio sarà convogliata in una vasca di decantazione acque reflue e di seguito inviata all'impianto di trattamento per essere riutilizzata.

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 10 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Una parte di questo volume viene persa, considerando che il mezzo uscendo dal manufatto di lavaggio rilascia l'acqua. Comunque per la stima delle quantità delle acque di scarico, in via cautelativa viene considerato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque reflue provenienti dal manufatto di lavaggio gomme (V_{gr_g}) risulta pari a:

$$V_{gr_g} = 10 \text{ mezzi /giorno} * 2,5 \text{ mc/mezzo} = 25 \text{ mc/giorno.}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media giornaliera pari a:

$$Q = 25 \text{ mc/g} / 86400 \text{ s/g} = 0.29 \text{ l/s.}$$

Dato che i lavaggi non saranno distribuiti in modo uniforme durante la giornata (situazioni di picco) si assume che durante i singoli lavaggi in breve tempo verranno scaricati notevoli volumi di

acque da trattare. Tali acque saranno immesse in una vasca con funzione di accumulo, laminazione e sedimentazione grossolana.

E' stata prevista una vasca di decantazione di volume pari a 12 mc, per poter contenere il volume d'acqua prodotto da circa 5 lavaggi.

Si assume inoltre che la vasca possa essere vuotata in 2 ore, inviando le acque all'impianto di trattamento, con una portata di circa **1.67 l/s**

Acque meteoriche

Le acque meteoriche provenienti dai versanti ("acque pulite") e che non interferiscono con l'area di cantiere, verranno raccolte lungo i limiti del cantiere mediante fossi di guardia e convogliate direttamente nel suo recapito finale.

Le acque di dilavamento del piazzale di cantiere relative alle aree di passaggio, manovra e sosta mezzi, provenienti dall'area di caratterizzazione terre saranno raccolte e convogliate in un'apposita rete di raccolta interna al cantiere. Da qui attraverso un opportuno pozzetto partitore, le acque di prima pioggia saranno inviate alla depurazione, dopo essere state raccolte in idonee vasche di stoccaggio. Le acque successive alla prima pioggia saranno inviate allo scarico finale.

Si fa notare che anche le acque prodotte durante il lavaggio dei piazzali saranno recapitate nella rete di smaltimento acque meteoriche e di conseguenza saranno trattate come prime piogge. Tali acque tuttavia non rientrano nel dimensionamento degli impianti di depurazione in quanto sicuramente i lavaggi non avverranno contemporaneamente agli eventi meteorici.

Di seguito viene descritta la modalità di determinazione dei volumi delle acque meteoriche di prima pioggia e dei volumi di ulteriori aliquote delle acque meteoriche dilavanti che saranno temporaneamente stoccati negli appositi manufatti e di seguito trattati.

Le aree di cantiere nel loro insieme hanno una superficie totale di circa 6214 mq. La prima pioggia viene considerata come un evento meteorico di altezza di pioggia pari a 5 mm. Pertanto la portata relativa alla prima pioggia (AMPP) risulta pari a $Q = 34.52$ l/s, per un periodo di 15 minuti.

Il volume dell'acqua generato dalla prima pioggia risulta pari a

$V_{pp} = 6214 \text{ mq} * 0.005 \text{ m} = 31.07 \text{ mc}$. Tale volume si prevede che venga svuotato in 48 ore. Si prevede un bacino di accumulo di 38.9 mc, costituito da una vasca monoblocco prefabbricata.

All'inizio della precipitazione, le acque meteoriche di dilavamento che si immettono nel pozzetto separatore defluiscono nel bacino di accumulo, inizialmente vuoto, attraverso la tubazione di comunicazione. Durante la precipitazione, il bacino si riempie fino al livello massimo utile. Da questo momento, le acque risultanti delle piogge successive alla prima pioggia (superiori all'altezza di pioggia di 5 mm), sfiorano attraverso lo stramazzo livellatore che divide il pozzetto separatore in due parti; di seguito confluiscono in un secondo pozzetto, che contiene un sistema di

rilevazione delle piogge eccedenti costituito da una sonda segnalatrice. Tale sonda del tipo ad elettrodi è montata internamente al pozzetto su un supporto in acciaio inossidabile collegato alla condotta di scarico proveniente dal pozzetto separatore.

La vasca di accumulo è dotata di una pompa di svuotamento con interruttore di livello e di una linea di rilancio, composta da una tubazione di sollevamento e da due tubazioni di mandata e ricircolo ambedue munite di valvola di regolazione della portata.

Il quadro elettrico è attrezzato per il comando ed il controllo della pompa di svuotamento e per la segnalazione luminosa/acustica che indica il superamento dell'altezza di pioggia oltre i 5 mm.

Sul collettore di smaltimento della pioggia superiore ai 5 mm, a valle del pozzetto separatore, è stato previsto un pozzetto di ispezione per prelievo campioni.

Portata idraulica delle acque di scarico industriali e meteoriche

Per l'impianto di trattamento vengono considerati i seguenti valori delle portate generate all'interno del cantiere:

- Lavaggio gomme mezzi: 1.67 l/s;
- Acque meteoriche di dilavamento (prima pioggia): 0.18 l/s.

Di conseguenza viene assunta la portata dell'impianto di trattamento pari a **1.85 l/s**.

5.2.2. Scarichi civili

Si stima una presenza di 50 lavoratori nell'area di cantiere ai quali corrispondono 10 AE. Considerando la dotazione idrica media giornaliera pari a 200 l/ab/g risulta il volume giornaliero delle acque di scarico (Vgs) pari a:

$$Vgs = 10 \text{ ab.eq} * 200 \text{ l/ab/g} = \mathbf{2 \text{ mc/g}}$$

5.3. DIMENSIONAMENTO DELL' IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE REFLUE INDUSTRIALI E METEORICHE

La portata idraulica dell'impianto assunta è pari a 1.85 l/s. I dati di progetto considerati per il dimensionamento dell'impianto sono i seguenti:

- portata di acqua torbida da trattare: 1.85 l/sec pari a 6647 l/h
- contenuto di solidi in sospensione: 15 gr/l (0,015 Kg/l)
- quantità oraria di fango secco prodotta: 0,015 Kg/l x 6647 l/h = 100 kg/h

5.3.1. Decantatore statico

Considerando che la portata d'acqua torbida da trattare è di 6.6 m³/h, si prevede un decantatore statico con diametro 2 m per avere una velocità d'acqua di risalita minore di 4 m/h.

$$6.6 \text{ m}^3/\text{h} / ((2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times \pi) - (0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times \pi)) = 2.33 \text{ m/h.}$$

5.3.2. Impianto per la disidratazione dei fanghi

Considerando che il peso della quantità di fango secco contenuto in un metro cubo di filtrato alla filtro pressa è di 1600 kg/m³, la quantità oraria di fango secco di 108 kg/h prodotta sarà contenuta in un volume, alla filtro pressa, di 108 kg/h / 1600 kg/m³ = 0,06 m³/h.

Considerando una buona filtrabilità del materiale, viene adottata una filtropressa di capacità di 0,02 m³, che potrà soddisfare alle necessità di produzione con un'attività di 4 cicli per ora:

$$4 \text{ cicli/h} \times 0,02 \text{ m}^3/\text{ciclo} = 0,08 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.4. DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE SCARICHI CIVILI

E' stato previsto un impianto di capacità 10 abitanti equivalenti che consiste in un trattamento primario (fossa Imhoff) ed in un trattamento secondario biologico ad "ossidazione totale".

Il liquame viene prima inviato alla fossa Imhoff e successivamente introdotto nella zona di ossidazione, dove viene sottoposto ad una ossidazione prolungata, mediante aerazione, per un tempo minimo di 24 ore. La miscela acqua-fango attivo in seguito viene immessa nella zona di sedimentazione, dove permane il tempo sufficiente affinché le sostanze solide sospese possano depositarsi sul fondo, permettendo all'acqua di uscire chiarificata, mentre i fanghi sedimentati tornano attraverso il ricircolo fanghi nella zona di ossidazione.

L'impianto previsto è costituito da una vasca circolare prefabbricata monoblocco in calcestruzzo armato, interrata e coperta con una soletta carrabile con tre aperture di ispezione munite di chiusini. La vasca, di capacità 6470 l, è divisa tramite un setto interno in un comparto di 2030 l per fossa Imhoff e uno da 4170 l per bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria.

L'impianto scelto è dotato di quadro elettrico e di un vano servizi nel quale sono alloggiati il quadro stesso e la soffiante.

Il dimensionamento del depuratore è stato effettuato sulla base delle indicazioni fornite dalle "Linee Guida per il trattamento di acque reflue domestiche ed assimilate in aree non servite da pubblica Fognatura" di ARPAT e sulla base delle indicazioni fornite dalle ditte costruttrici di impianti prefabbricati.

I dati di dimensionamento sono i seguenti:

- Carico idraulico specifico: 200 l/abxgiorno al quale corrisponde una portata di:
200 l/abxgiorno x 10 AE = 2000 l/giorno = 0.083 mc/h
- Carico organico specifico: 60 g BOD₅/abxgiorno dal quale si ottiene:
60 g BOD₅/ abxgiorno x 10 AE = 600 g BOD₅/giorno che equivalgono ad una concentrazione in ingresso di 300 mg/l.

Il dimensionamento della superficie del sedimentatore all'interno della fossa Imhoff, utilizzata come trattamento primario, è stato effettuato considerando un limite superiore di carico superficiale valutato sulla portata di picco, assunta pari a 3 volte la portata media.

$$C_{is,p} = \frac{Q_p}{S} < 1 \text{ m/h}$$

Il comparto di digestione è stato dimensionato considerando un volume pari a 85 l/abxgiorno. Considerando quindi una portata di picco pari a 0.25 mc/h si ottiene una superficie minima del comparto di sedimentazione pari a i 0.25 mq ed un volume del comparto di digestione di 850 litri.

L'impianto proposto ha un bacino di sedimentazione primaria e di digestione anaerobica del fango di supero (fossa Imhoff) ricavato nel comparto da 2030 l e contiene il reparto di sedimentazione primaria di 380 l con una superficie di sedimentazione di 0.56 mq separato e comunicante con il reparto di digestione avente volume utile di 950 l.

Il bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria ricavato nel comparto da 4170 l contiene il vano di ossidazione di volume di 2420 l equipaggiato con aeratori e pompa di spurgo del fango biologico ed il vano di sedimentazione avente volume di 930 l.

Con un volume di questo tipo il fattore di carico risulta pari

$$F_c = \frac{0.6 \text{ Kg}_{BOD_5}}{4 \text{ Kg} / \text{mc} \times 2.42 \text{ mc}} = 0.062 \frac{\text{kg}_{BOD_5}}{\text{kg}_{SS} \text{ d}}$$

Tale valore secondo dati di letteratura garantisce un rendimento di abbattimento del BOD₅ superiore al 90 %, consentendo una portata in uscita con una concentrazione di BOD₅ inferiore ai limiti di legge. In allegato sono riportate piante e sezioni dell'impianto sopra descritto. Sulla planimetria del ciclo delle acque di cantiere è riportato lo schema a blocchi dell'impianto.

5.5. QUANTITA' E TIPOLOGIA DI REFLUI NON SCARICATI

Durante i processi di decantazione e di trattamento acque vengono prodotti i reflui ed i rifiuti che dovranno essere smaltiti:

- Le vasche di accumulo e di decantazione dell'impianto di lavaggio ruote e delle acque meteoriche dovranno essere ripulite dal fango e dal materiale sedimentato dalle ditte autorizzate a mezzo di autospurgo, quando risulta necessario;

- I fanghi prodotti dall'impianto di depurazione acque industriali e stoccati temporaneamente nell'area dell'impianto, dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata. Dal dimensionamento dell'impianto di trattamento risulta una produzione oraria di fango pari a 100 kg/h. Si fa notare che questa quantità corrisponde al funzionamento dell'impianto di trattamento a capacità piena, relativa alla portata dell'impianto di trattamento di 1.85 l/s. Questa quantità di fango prodotto potrà essere raggiunta solo durante alcuni orari di lavoro, in concomitanza con un numero elevato delle operazioni di lavaggio gomme automezzi.
- Gli oli residui dal separatore oli e dal filtro a coalescenza dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata;
- I fanghi dal depuratore scarichi civili (fossa Imhoff e vasca di ossidazione totale) dovranno essere rimossi periodicamente mediante auto spurgo dalla ditta specializzata.

Oltre ai reflui prodotti dagli impianti di depurazione, dall'area di cantiere dovranno essere smaltiti:

- Eventuale carburante sversato nella vasca di contenimento del manufatto rifornimento del carburante. La vasca dovrà essere ripulita, quando necessario, a mezzo di auto spurgo dalle ditte autorizzate;
- Eventuali accidentali sversamenti di oli nell'area del cantiere dovranno essere assorbiti per mezzo di panni speciali, che saranno raccolti e stoccati nei contenitori o sacchi chiusi e consegnati alla ditta specializzata per lo smaltimento adeguato.
- Dovrà essere predisposto un piano di gestione e smaltimento degli eventuali bagni chimici in area del cantiere.

5.6. CONSUMI D'ACQUA DEL CANTIERE

5.6.1. Acque sanitarie

Si stima una presenza di 10 AE nel cantiere.

Per il calcolo del fabbisogno delle acque sanitarie del cantiere vengono usati i seguenti valori:

e) Numero abitanti equivalenti, $N = 10$

f) Dotazione idrica media giornaliera $DI = 200 \text{ l/ab/g} = 0.20 \text{ mc/ab/g}$

Il fabbisogno giornaliero delle acque sanitarie V_{sg} risulta:

$$V_{sg} = N \cdot DI = 2.0 \text{ mc/g}$$

Di conseguenza il fabbisogno medio annuo V_{sa} risulta:

$$V_{sa} = V_{sg} \cdot 365g = 730.0 \text{ mc/anno}$$

5.6.2. Acque industriali

Per quanto riguarda l'acqua necessaria per le attività di cantiere e per il lavaggio piazzali, potrà essere usata quella della riserva situata nell'area di cantiere, stoccata all'interno di apposite cisterne. Di seguito vengono valutate le quantità giornaliere ed annue necessarie per le attività di cantiere.

Lavaggio ruote

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 10 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque necessarie al manufatto di lavaggio gomme (V_{gr_g}) risulta pari a:

$$V_{gr} = 10 \text{ mezzi /giorno} * 2,5 \text{ mc/mezzo} = 25 \text{ mc/giorno.}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$Var = 25 \text{ mc/g} * 365 \text{ g/anno} = 9125 \text{ mc/anno.}$$

Bagnatura e pulizia, piazzali, aree di lavoro

Il fabbisogno d'acqua per questa attività è stato stimato, supponendo l'uso di una autocisterna al giorno, di capacità di 10000 l..

Pertanto il fabbisogno giornaliero risulta pari a:

$$V_{gb} = 10 \text{ mc/g,}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$V_{ab} = 10 \text{ mc/g} * 365 \text{ g/anno} = 3650 \text{ mc/anno.}$$

Consumo totale acque industriali

Il fabbisogno totale annuo per le attività del cantiere risulta pari a:

$$V_a = V_{ab} + V_{ar} = 12775 \text{ mc/anno,}$$

ed il fabbisogno giornaliero:

$$V_g = V_{gb} + V_{gr} = 35 \text{ mc/g}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 0.41 \text{ l/s}$ ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

5.7. SISTEMA DEL RICIRCOLO DELLE ACQUE

L'acqua reflua industriale trattata sarà riutilizzata nel processo produttivo e solo in caso di esubero verrà convogliata nel punto di scarico.

Infatti a valle dell'impianto di trattamento delle acque reflue è ubicata la vasca delle acque trattate per la quale si assume un volume utile di 10mc. Da questa vasca è stata prevista

l'alimentazione delle vasche di accumulo lavaggio ruote e dei serbatoi di stoccaggio dai quali sarà prelevata l'acqua per le varie attività di cantiere.

Ai fini di valutazione dei volumi d'acqua di riuso si fa riferimento alla seguente possibilità di stoccaggio:

Si considera che giornalmente ed annualmente vengono stoccati e riutilizzati i volumi seguenti:

- Vasca accumulo Lavaggio ruote $V_{gr} = 12 \text{ mc/g}$, $V_{ar} = 4380 \text{ mc/anno}$;
- Serbatoi Bagnatura, pulizia piazzali, aree di lavoro $V_{gb} = 10 \text{ mc/g}$, $V_{ab} = 3650 \text{ mc/anno}$;

Di conseguenza risulta che giornalmente viene riutilizzato per l'attività di cantiere un volume pari a:

$$V_g = V_{gr} + V_{gb} = 22 \text{ mc/g},$$

ed annualmente pari a

$$V_a = V_{ar} + V_{ab} = 8030 \text{ mc/anno}.$$

5.8. FABBISOGNO IDRICO NETTO

Alla luce di quanto esposto il fabbisogno utile risulta espressione del bilancio fra consumi e possibilità di stoccaggio e riutilizzo delle acque.

Il fabbisogno complessivo giornaliero di acqua idropotabile e acqua industriale per il cantiere risulta pari a:

$$V_{fab} = V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 2 \text{ mc/giorno} + 35 \text{ mc/giorno} - 22 \text{ mc/giorno} = 15 \text{ mc/giorno}$$

$$V_{fab} = V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 730 \text{ mc/anno} + 12775 \text{ mc/anno} - 8030 \text{ mc/anno} \\ = 5475 \text{ mc/anno}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 0,17 \text{ l/s}$ ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

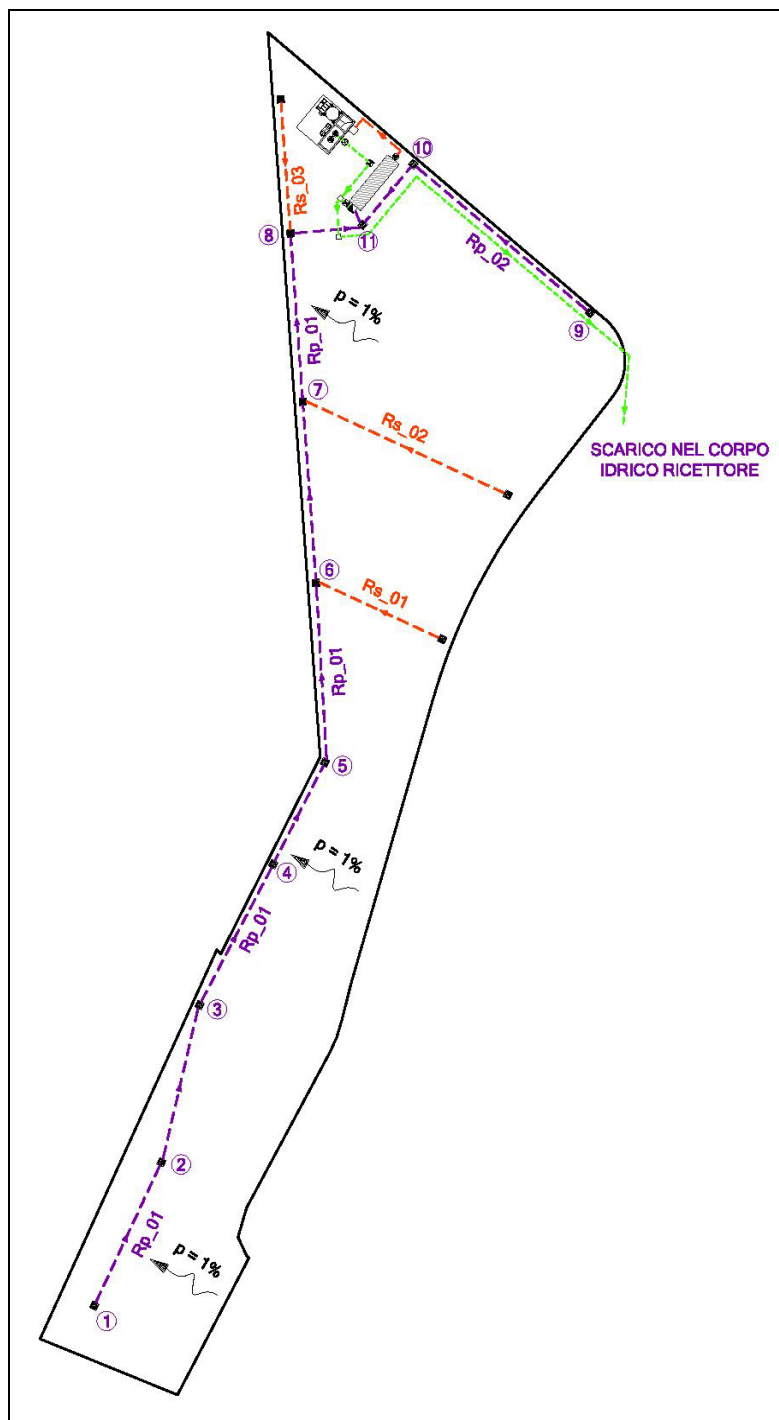
Si fa notare che le valutazioni sopra indicate sono state effettuate considerando 365 giorni lavorativi al giorno.

5.9. DIMENSIONAMENTO DELLE RETI DELLE ACQUE METEORICHE

Il dimensionamento della rete di drenaggio di raccolta acque meteoriche viene condotto sulla base del regime pluviometrico introdotto nel prgf.2.3.6 e in riferimento alla metodologia di calcolo espressa nel prgf.2.3.7.

Si riportano a seguire lo schema della rete di drenaggio per lo smaltimento delle acque meteoriche da trattare e il dettaglio di calcolo dei collettore principale (rappresentato in viola).

I collettori sono in PEad corrugato e di dimensioni comprese tra DN 250 mm e DN 500 mm.



Ramo principale Rp_01													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
1	2		580	580	5	168	250	78%	0.065	80	0.005	0.91	27
2	3		570	1150	5	168	315	79%	0.083	80	0.005	1.08	54
3	4		640	1790	5	168	400	69%	0.101	80	0.005	1.23	83
4	5		430	2220	10	111	400	60%	0.095	80	0.005	1.18	69
5	6		410	2630	10	111	400	68%	0.100	80	0.005	1.22	81
6	7	Rs_01	680	3310	10	111	500	54%	0.111	80	0.005	1.31	102
7	8	Rs_02	1360	4670	10	111	500	67%	0.125	80	0.005	1.41	144
8	11	Rs_03	702	5372	10	111	500	75%	0.129	80	0.005	1.44	166
Ramo principale Rp_02													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
9	10		562	562	5	168	250	59%	0.058	80	0.010	1.20	26
10	11		280	842	5	168	250	80%	0.065	80	0.010	1.29	39
Q meteorica da trattare			6214		10	111	500	79%	0.130	80	0.006	1.59	192
Portata allo scarico							500	72%	0.127	80	0.005	1.43	158

Si riporta a seguire per completezza di trattazione, il criterio di calcolo utilizzato per il dimensionamento di tutti i collettori secondari, basato sul calcolo dell'area massima drenabile da ciascun tratto di tubazione con grado di riempimento massimo fissato pari all'80% (si riportano a titolo esemplificativo le aree così determinate in funzione delle pendenze p=1.00% e p=0.50%)

Rami secondari Rs_0X_XX											
	Ai	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q	
	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	599	5	168	250	80%	0.065	80	0.005	0.91	28	
Area max drenabile in relazione al G.R.max	847	5	168	250	80%	0.065	80	0.010	1.29	39	

NOTA:
I collettori secondari sono stati dimensionati valutando per ogni tratto elementare di tubazione, l'effettiva area scolante

Per i diametri di tutti i collettori si rimanda alle planimetrie di progetto relativa alle reti idrauliche.

Si riporta nella tabella seguente il riepilogo delle portate alla sezione di scarico.

$Q_{met.}$	$Q_{p.p.}$	$Q_{s.p.}$	$Q_{scarico}$
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
192	35	158	158

dove :

Q_{met} portata meteorica per la superficie pavimentata delle aree di lavorazione (esclusi i percorsi puliti)

$Q_{p.p.}$ portata di prima pioggia (5mm , 15 min)

$Q_{s.p.}$ seconda pioggia, con $Q_{s.p.} = Q_{met.} - Q_{p.p.}$

$Q_{scarico}$ portata di punta allo scarico, con $Q_{scarico} = Q_{s.p.}$

Nel computo della portata allo scarico non è stata considerata la portata di prima pioggia in quanto le acque dilavanti vengono raccolte nel bacino di accumulo e successivamente inviate all'impianto di trattamento mediante pompa di rilancio. Parte delle acque trattate viene riutilizzata e stoccata, la parte eccedente viene scaricata, ma in un tempo successivo al periodo di picco, con un effetto complessivo di laminazione della portata meteorica.

Si riportano a seguire i diametri di calcolo del tratto terminale dei collettori in corrispondenza della sezione di chiusura, rispettivamente della rete di acque bianche, della rete di acque meteoriche da depurare e del collettore allo scarico.

5.10. INDIVIDUAZIONE DEL CORPO IDRICO RICETTORE

Il corpo ricettore individuato come idoneo a ricevere le acque di scarico provenienti dal cantiere operativo CO02, è lo stesso recapito indicato per l'area operativa CO01, vale a dire il fosso denominato canale Lumino , riportato sia nel rilievo, che nella cartografia ctr 1:2000, che risulta di competenza del Consorzio di Bonifica Area Fiorentina e attraversa la sede autostradale mediante un tombino scatolare (opera 25) che ne ripristina la continuità idraulica.

Le acque di scarico del cantiere CO02 vengono rilanciate mediante gruppo di pressurizzazione connessa ad un tratto di 35m di tubazione in pressione, fino al fosso di guardia di progetto, adiacente al lato sud del CO01 e con scarico nel canale Lumino.

Come riportato nella precedente tabella, la portata di picco scaricata nel corpo idrico ricettore risulta pari a $Q_{scarico} = 158$ l/s.

6. CANTIERE CO03_Cantiere operativo "Pistoia"

6.1. FASI DEL CANTIERE CHE ORIGINANO GLI SCARICHI

Le origini delle acque reflue provenienti dalle due aree di cantiere identificate come:

- Cantiere Operativo
- Area di Caratterizzazione Terre

sono relative a:

7. Acque meteoriche di dilavamento dei piazzali del cantiere e dell'area di caratterizzazione delle terre;
8. Lavaggio gomme dei mezzi che trasportano il materiale scavato, il calcestruzzo ed altri materiali per la costruzione;
9. Scarichi civili.

6.2. DESCRIZIONE DELLE ATTIVITÀ CHE ORIGINANO SCARICHI E LA LORO QUANTITÀ

Di seguito vengono descritte le fasi del cantiere che producono gli scarichi con il riferimento alle quantità delle acque reflue prodotte, necessarie per il dimensionamento degli impianti di trattamento.

6.2.1. *Acque reflue industriali e meteoriche*

Lavaggio gomme

I mezzi che lasciano l'area di cantiere dovranno pulire i pneumatici passando attraverso un apposito manufatto di lavaggio munito di ugelli per il lavaggio delle superfici esterne ed interne delle ruote singole o gemellate. L'acqua di lavaggio sarà convogliata in una vasca di decantazione acque reflue e di seguito inviata all'impianto di trattamento per essere riutilizzata.

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 15 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Una parte di questo volume viene persa, considerando che il mezzo uscendo dal manufatto di lavaggio rilascia l'acqua. Comunque per la stima delle quantità delle acque di scarico, in via cautelativa viene considerato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque reflue provenienti dal manufatto di lavaggio gomme (V_{gr_g}) risulta pari a:

$$V_{gr_g} = 15 \text{ mezzi /giorno} * 2,5 \text{ mc/mezzo} = 37,5 \text{ mc/giorno.}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media giornaliera pari a:

$$Q = 37,5 \text{ mc/g} / 86400 \text{ s/g} = 0.43 \text{ l/s.}$$

Dato che i lavaggi non saranno distribuiti in modo uniforme durante la giornata (situazioni di picco) si assume che durante i singoli lavaggi in breve tempo verranno scaricati notevoli volumi di acque da trattare. Tali acque saranno immesse in una vasca con funzione di accumulo, laminazione e sedimentazione grossolana.

E' stata prevista una vasca di decantazione di volume pari a 20 mc, per poter contenere il volume d'acqua prodotto da 8 lavaggi.

Si assume inoltre che la vasca possa essere vuotata in 2 ore, inviando le acque all'impianto di trattamento, con una portata di circa **2.78 l/s**

Acque meteoriche

Le acque meteoriche provenienti dai versanti ("acque pulite") e che non interferiscono con l'area di cantiere, verranno raccolte lungo i limiti del cantiere mediante fossi di guardia e convogliate direttamente nel suo recapito finale.

Le acque di dilavamento del piazzale di cantiere relative alle aree di passaggio, manovra e sosta mezzi, provenienti dall'area di lavorazione e dall'area di caratterizzazione terre saranno raccolte e convogliate in un'apposita rete di raccolta interna al cantiere. Da qui attraverso un opportuno pozzetto partitore, le acque di prima pioggia saranno inviate alla depurazione, dopo essere state raccolte in idonee vasche di stoccaggio. Le acque successive alla prima pioggia saranno inviate allo scarico finale.

Si fa notare che anche le acque prodotte durante il lavaggio dei piazzali saranno recapitate nella rete di smaltimento acque meteoriche e di conseguenza saranno trattate come prime piogge. Tali acque tuttavia non rientrano nel dimensionamento degli impianti di depurazione in quanto sicuramente i lavaggi non avverranno contemporaneamente agli eventi meteorici.

Di seguito viene descritta la modalità di determinazione dei volumi delle acque meteoriche di prima pioggia e dei volumi di ulteriori aliquote delle acque meteoriche dilavanti che saranno temporaneamente stoccati negli appositi manufatti e di seguito trattati.

Le aree di cantiere nel loro insieme hanno una superficie totale di circa 31950 mq. La prima pioggia viene considerata come un evento meteorico di altezza di pioggia pari a 5 mm. Pertanto la portata relativa alla prima pioggia (AMPP) risulta pari a $Q = 177.5 \text{ l/s}$, per un periodo di 15 minuti.

Il volume dell'acqua generato dalla prima pioggia risulta pari a

$$V_{pp} = 31950 \text{ mq} * 0.005 \text{ m} = 159.8 \text{ mc.}$$
 Tale volume si prevede che venga svuotato in 48 ore.

Si prevede un bacino di accumulo di 156 mc, costituito da 3 vasche identiche (ognuna di volume di 52.1 mc), affiancate e collegate tra loro dal fondo e dall'alto.

All'inizio della precipitazione, le acque meteoriche di dilavamento che si immettono nel pozzetto separatore defluiscono nel bacino di accumulo, inizialmente vuoto, attraverso la tubazione di comunicazione. Durante la precipitazione, il bacino si riempie fino al livello massimo utile. Da questo momento, le acque risultanti delle piogge successive alla prima pioggia (superiori all'altezza di pioggia di 5 mm), sfiorano attraverso lo stramazzo livellatore che divide il pozzetto separatore in due parti; di seguito confluiscono in un secondo pozzetto, che contiene un sistema di rilevazione delle piogge eccedenti costituito da una sonda segnalatrice. Tale sonda del tipo ad elettrodi è montata internamente al pozzetto su un supporto in acciaio inossidabile collegato alla condotta di scarico proveniente dal pozzetto separatore.

La vasca di accumulo è dotata di una pompa di svuotamento con interruttore di livello e di una linea di rilancio, composta da una tubazione di sollevamento e da due tubazioni di mandata e ricircolo ambedue munite di valvola di regolazione della portata.

Il quadro elettrico è attrezzato per il comando ed il controllo della pompa di svuotamento e per la segnalazione luminosa/acustica che indica il superamento dell'altezza di pioggia oltre i 5 mm.

Sul collettore di smaltimento della pioggia superiore ai 5 mm, a valle del pozzetto separatore, è stato previsto un pozzetto di ispezione per prelievo campioni.

Portata idraulica delle acque di scarico industriali e meteoriche

Per l'impianto di trattamento vengono considerati i seguenti valori delle portate generate all'interno del cantiere:

- Lavaggio gomme mezzi: 2.78 l/s;
- Acque meteoriche di dilavamento (prima pioggia): 0.92 l/s.

Di conseguenza viene assunta la portata dell'impianto di trattamento pari a **3.70 l/s**.

6.2.2. Scarichi civili

Si stima una presenza di 50 lavoratori nell'area di cantiere ai quali corrispondono 10 AE. Considerando la dotazione idrica media giornaliera pari a 200 l/ab/g risulta il volume giornaliero delle acque di scarico (Vgs) pari a:

$$V_{gs} = 10 \text{ ab.eq} * 200 \text{ l/ab/g} = \mathbf{2 \text{ mc/g}}$$

6.3. DIMENSIONAMENTO DELL' IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE REFLUE INDUSTRIALI E METEORICHE

La portata idraulica dell'impianto assunta è pari a 2.78 l/s. I dati di progetto considerati per il dimensionamento dell'impianto sono i seguenti:

- portata di acqua torbida da trattare: 2.78 l/sec pari a 13328 l/h
- contenuto di solidi in sospensione: 15 gr/l (0,015 Kg/l)
- quantità oraria di fango secco prodotta: 0,015 Kg/l x 13328 l/h = 200 kg/h

6.3.1. Decantatore statico

Considerando che la portata d'acqua torbida da trattare è di 13.3 m³/h, si prevede un decantatore statico con diametro 2.5 m per avere una velocità d'acqua di risalita minore di 4 m/h.

$$13.3 \text{ m}^3/\text{h} / ((2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times \pi) - (0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times \pi)) = 2.88 \text{ m/h.}$$

6.3.2. Impianto per la disidratazione dei fanghi

Considerando che il peso della quantità di fango secco contenuto in un metro cubo di filtrato alla filtro pressa è di 1600 kg/m³, la quantità oraria di fango secco di 200 kg/h prodotta sarà contenuta in un volume, alla filtro pressa, di 200 kg/h / 1600 kg/m³ = 0,12 m³/h.

Considerando una buona filtrabilità del materiale, viene adottata una filtropressa di capacità di 0,03 m³, che potrà soddisfare alle necessità di produzione con un'attività di 4 cicli per ora:

$$4 \text{ cicli/h} \times 0,03 \text{ m}^3/\text{ciclo} = 0,12 \text{ m}^3/\text{h}$$

6.4. DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE SCARICHI CIVILI

E' stato previsto un impianto di capacità 10 abitanti equivalenti che consiste in un trattamento primario (fossa Imhoff) ed in un trattamento secondario biologico ad "ossidazione totale".

Il liquame viene prima inviato alla fossa Imhoff e successivamente introdotto nella zona di ossidazione, dove viene sottoposto ad una ossidazione prolungata, mediante aerazione, per un tempo minimo di 24 ore. La miscela acqua-fango attivo in seguito viene immessa nella zona di sedimentazione, dove permane il tempo sufficiente affinché le sostanze solide sospese possano depositarsi sul fondo, permettendo all'acqua di uscire chiarificata, mentre i fanghi sedimentati tornano attraverso il ricircolo fanghi nella zona di ossidazione.

L'impianto previsto è costituito da una vasca circolare prefabbricata monoblocco in calcestruzzo armato, interrata e coperta con una soletta carrabile con tre aperture di ispezione munite di chiusini. La vasca, di capacità 6470 l, è divisa tramite un setto interno in un comparto di

2030 l per fossa Imhoff e uno da 4170 l per bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria.

L'impianto scelto è dotato di quadro elettrico e di un vano servizi nel quale sono alloggiati il quadro stesso e la soffiante.

Il dimensionamento del depuratore è stato effettuato sulla base delle indicazioni fornite dalle "Linee Guida per il trattamento di acque reflue domestiche ed assimilate in aree non servite da pubblica Fognatura" di ARPAT e sulla base delle indicazioni fornite dalle ditte costruttrici di impianti prefabbricati.

I dati di dimensionamento sono i seguenti:

- Carico idraulico specifico: 200 l/abxgiorno al quale corrisponde una portata di:
200 l/abxgiorno x 10 AE = 2000 l/giorno = 0.083 mc/h
- Carico organico specifico: 60 g BOD₅/abxgiorno dal quale si ottiene:
60 g BOD₅/ abxgiorno x 10 AE = 600 g BOD₅/giorno che equivalgono ad una concentrazione in ingresso di 300 mg/l.

Il dimensionamento della superficie del sedimentatore all'interno della fossa Imhoff, utilizzata come trattamento primario, è stato effettuato considerando un limite superiore di carico superficiale valutato sulla portata di picco, assunta pari a 3 volte la portata media.

$$C_{is,p} = \frac{Q_p}{S} < 1 \text{ m/h}$$

Il comparto di digestione è stato dimensionato considerando un volume pari a 85 l/abxgiorno. Considerando quindi una portata di picco pari a 0.25 mc/h si ottiene una superficie minima del comparto di sedimentazione pari a 0.25 mq ed un volume del comparto di digestione di 850 litri.

L'impianto proposto ha un bacino di sedimentazione primaria e di digestione anaerobica del fango di supero (fossa Imhoff) ricavato nel comparto da 2030 l e contiene il reparto di sedimentazione primaria di 380 l con una superficie di sedimentazione di 0.56 mq separato e comunicante con il reparto di digestione avente volume utile di 950 l.

Il bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria ricavato nel comparto da 4170 l contiene il vano di ossidazione di volume di 2420 l equipaggiato con aeratori e pompa di spurgo del fango biologico ed il vano di sedimentazione avente volume di 930 l.

Con un volume di questo tipo il fattore di carico risulta pari

$$Fc = \frac{0.6 \text{ Kg}_{BOD_5}}{4 \text{ Kg} / \text{mc} \times 2.42 \text{ mc}} = 0.062 \frac{\text{kg}_{BOD_5}}{\text{kg}_{SS} \text{ d}}$$

Tale valore secondo dati di letteratura garantisce un rendimento di abbattimento del BOD₅ superiore al 90 %, consentendo una portata in uscita con una concentrazione di BOD₅ inferiore ai

limiti di legge. In allegato sono riportate piante e sezioni dell'impianto sopra descritto. Sulla planimetria del ciclo delle acque di cantiere è riportato lo schema a blocchi dell'impianto.

6.5. QUANTITA' E TIPOLOGIA DI REFLUI NON SCARICATI

Durante i processi di decantazione e di trattamento acque vengono prodotti i reflui ed i rifiuti che dovranno essere smaltiti:

- Le vasche di accumulo e di decantazione dell'impianto di lavaggio ruote e delle acque meteoriche dovranno essere ripulite dal fango e dal materiale sedimentato dalle ditte autorizzate a mezzo di autospurgo, quando risulta necessario;
- I fanghi prodotti dall'impianto di depurazione acque industriali e stoccati temporaneamente nell'area dell'impianto, dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata. Dal dimensionamento dell'impianto di trattamento risulta una produzione oraria di fango pari a 200 kg/h. Si fa notare che questa quantità corrisponde al funzionamento dell'impianto di trattamento a capacità piena, relativa alla portata dell'impianto di trattamento di 2.78 l/s. Questa quantità di fango prodotto potrà essere raggiunta solo durante alcuni orari di lavoro, in concomitanza con un numero elevato delle operazioni di lavaggio gomme automezzi.
- Gli oli residui dal separatore oli e dal filtro a coalescenza dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata;
- I fanghi dal depuratore scarichi civili (fossa Imhoff e vasca di ossidazione totale) dovranno essere rimossi periodicamente mediante auto spurgo dalla ditta specializzata.

Oltre ai reflui prodotti dagli impianti di depurazione, dall'area di cantiere dovranno essere smaltiti:

- Eventuale carburante sversato nella vasca di contenimento del manufatto rifornimento del carburante. La vasca dovrà essere ripulita, quando necessario, a mezzo di auto spurgo dalle ditte autorizzate;
- Eventuali accidentali sversamenti di oli nell'area del cantiere dovranno essere assorbiti per mezzo di panni speciali, che saranno raccolti e stoccati nei contenitori o sacchi chiusi e consegnati alla ditta specializzata per lo smaltimento adeguato.
- Dovrà essere predisposto un piano di gestione e smaltimento degli eventuali bagni chimici in area del cantiere.

6.6. CONSUMI D'ACQUA DEL CANTIERE

6.6.1. Acque sanitarie

Si stima una presenza di 10 AE nel cantiere.

Per il calcolo del fabbisogno delle acque sanitarie del cantiere vengono usati i seguenti valori:

g) Numero abitanti equivalenti, $N = 10$

h) Dotazione idrica media giornaliera $DI = 200 \text{ l/ab/g} = 0.20 \text{ mc/ab/g}$

Il fabbisogno giornaliero delle acque sanitarie V_{sg} risulta:

$$V_{sg} = N \cdot DI = 2.0 \text{ mc/g}$$

Di conseguenza il fabbisogno medio annuo V_{sa} risulta:

$$V_{sa} = V_{sg} \cdot 365 \text{ g} = 730.0 \text{ mc/anno}$$

6.6.2. Acque industriali

Per quanto riguarda l'acqua necessaria per le attività di cantiere e per il lavaggio piazzali, potrà essere usata quella della riserva situata nell'area di cantiere, stoccata all'interno di apposite cisterne. Di seguito vengono valutate le quantità giornaliere ed annue necessarie per le attività di cantiere.

Lavaggio ruote

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 15 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque necessarie al manufatto di lavaggio gomme (V_{grg}) risulta pari a:

$$V_{gr} = 15 \text{ mezzi /giorno} \cdot 2,5 \text{ mc/mezzo} = 37.5 \text{ mc/giorno.}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$V_{ar} = 37.5 \text{ mc/g} \cdot 365 \text{ g/anno} = 13688 \text{ mc/anno.}$$

Bagnatura e pulizia, piazzali, aree di lavoro

Il fabbisogno d'acqua per questa attività è stato stimato, supponendo l'uso di una autocisterna al giorno, di capacità di 10000 l..

Pertanto il fabbisogno giornaliero risulta pari a:

$$V_{gb} = 10 \text{ mc/g,}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$V_{ab} = 10 \text{ mc/g} \cdot 365 \text{ g/anno} = 3650 \text{ mc/anno.}$$

Consumo totale acque industriali

Il fabbisogno totale annuo per le attività del cantiere risulta pari a:

$$V_a = V_{ab} + V_{ar} = 18068 \text{ mc/anno,}$$

ed il fabbisogno giornaliero:

$$V_g = V_{gb} + V_{gr} = 49.5 \text{ mc/g}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 0.57 \text{ l/s}$ ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

6.7. SISTEMA DEL RICIRCOLO DELLE ACQUE

L'acqua reflua industriale trattata sarà riutilizzata nel processo produttivo e solo in caso di esubero verrà convogliata nel punto di scarico.

Infatti a valle dell'impianto di trattamento delle acque reflue è ubicata la vasca delle acque trattate per la quale si assume un volume utile di 10mc. Da questa vasca è stata prevista l'alimentazione delle vasche di accumulo lavaggio ruote e dei serbatoi di stoccaggio dai quali sarà prelevata l'acqua per le varie attività di cantiere.

Ai fini di valutazione dei volumi d'acqua di riuso si fa riferimento alla seguente possibilità di stoccaggio:

Si considera che giornalmente ed annualmente vengono stoccati e riutilizzati i volumi seguenti:

- Vasca accumulo Lavaggio ruote $V_{gr} = 20 \text{ mc/g}$, $V_{ar} = 7300 \text{ mc/anno}$;
- Serbatoi Bagnatura, pulizia piazzali, aree di lavoro $V_{gb} = 10 \text{ mc/g}$, $V_{ab} = 3650 \text{ mc/anno}$;

Di conseguenza risulta che giornalmente viene riutilizzato per l'attività di cantiere un volume pari a:

$$V_g = V_{gr} + V_{gb} = 30 \text{ mc/g,}$$

ed annualmente pari a

$$V_a = V_{ar} + V_{ab} = 10950 \text{ mc/anno.}$$

6.8. FABBISOGNO IDRICO NETTO

Alla luce di quanto esposto il fabbisogno utile risulta espressione del bilancio fra consumi e possibilità di stoccaggio e riutilizzo delle acque.

Il fabbisogno complessivo giornaliero di acqua idropotabile e acqua industriale per il cantiere risulta pari a:

$$V_{fab} = V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 2 \text{ mc/giorno} + 47.5 \text{ mc/giorno} - 30 \text{ mc/giorno} = 19.5 \text{ mc/giorno}$$

$$V_{fab} = V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 730 \text{ mc/anno} + 17338 \text{ mc/anno} - 10950 \text{ mc/anno}$$

= 7118 mc/ anno

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 0,22$ l/s ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

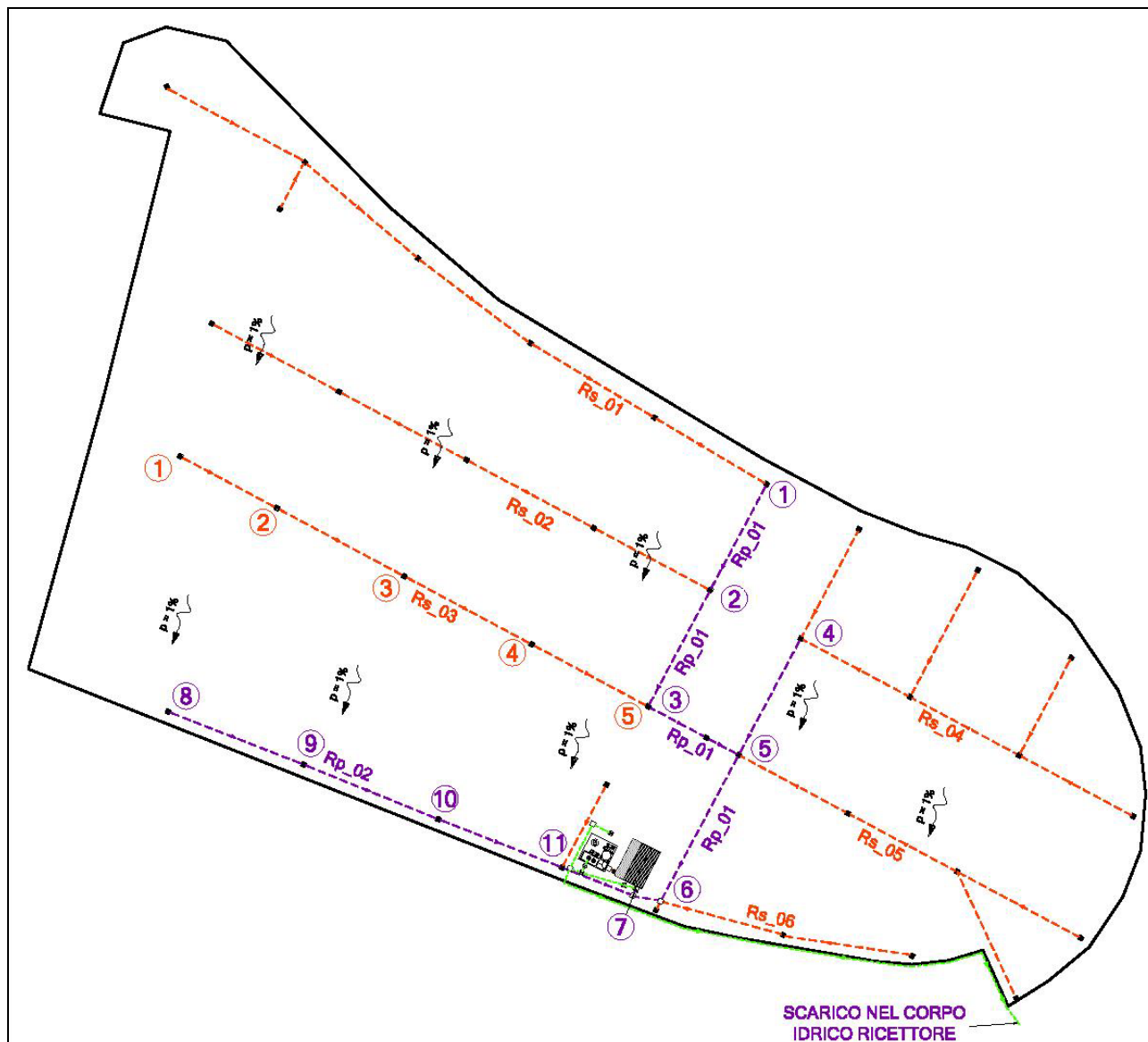
Si fa notare che le valutazioni sopra indicate sono state effettuate considerando 365 giorni lavorativi al giorno.

6.9. DIMENSIONAMENTO DELLE RETI DELLE ACQUE METEORICHE

Il dimensionamento della rete di drenaggio di raccolta acque meteoriche viene condotto sulla base del regime pluviometrico introdotto nel prgf.2.3.6 e in riferimento alla metodologia di calcolo espressa nel prgf.2.3.7.

Si riportano a seguire lo schema della rete di drenaggio per lo smaltimento delle acque meteoriche da trattare e il dettaglio di calcolo dei collettori principali (rappresentati in viola).

I collettori sono in PEad corrugato e di dimensioni comprese tra DN 250 mm e DN 1000 mm.



Aree drenate dai rami secondari confluenti - Rs_XX

Rs_01	2480 m ²
Rs_02	5460 m ²
Rs_03	5520 m ²
Rs_04	3310 m ²
Rs_05	3500 m ²
Rs_06	3050 m ²

Ramo principale		Rp_01												
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q	
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]	
1	2	Rs_01	2480	2480	10	111	400	52%	0.088	80	0.010	1.58	77	
2	3	Rs_02	5460	7940	10	111	500	78%	0.130	80	0.010	2.05	245	

CANTIERIZZAZIONE-RELAZIONE IDRAULICA

3	5	Rs_03	5520	13460	10	111	630	74%	0.160	80	0.010	2.36	416
4	5	Rs_04	3310	16770	10	111	800	56%	0.180	80	0.010	2.55	518
5	6	Rs_05	3500	20270	10	111	800	63%	0.191	80	0.010	2.66	627
6	7	Rs_06	3050	23320	10	111	800	70%	0.199	80	0.010	2.73	721
8	7	Rp_02	8630	8630	10	111	630	69%	0.156	80	0.005	1.64	267
Ramo principale Rp_02													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R_H	K_s	i	v	Q
<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[m²]</i>	<i>[m²]</i>	<i>[min]</i>	<i>[mm/ora]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[-]</i>	<i>[m]</i>	<i>[m^{1/3}/s]</i>	<i>[-]</i>	<i>[m/s]</i>	<i>[l/s]</i>
8	9		4500	4500	10	111	400	79%	0.104	80	0.010	1.77	139
9	10		1880	6380	10	111	500	66%	0.123	80	0.010	1.98	197
10	11		1550	7930	10	111	500	78%	0.130	80	0.010	2.05	245
11	7		700	8630	10	111	630	54%	0.140	80	0.010	2.16	267
Q meteorica da trattare			31950		10	111	1000	67%	0.248	80	0.006	2.45	988
Q allo scarico							1000	58%	0.233	80	0.006	2.35	810

Si riporta a seguire il dettaglio di calcolo per il collettore secondario Rs_03:

Ramo secondario Rs_03													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[m²]</i>	<i>[m²]</i>	<i>[min]</i>	<i>[mm/ora]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[-]</i>	<i>[m]</i>	<i>[m^{1/3}/s]</i>	<i>[-]</i>	<i>[m/s]</i>	<i>[l/s]</i>
1	2		801	801	5	168	315	49%	0.067	80	0.010	1.32	37
2	3		863	1664	5	168	400	52%	0.088	80	0.010	1.58	77
3	4		1120	2784	10	111	400	56%	0.092	80	0.010	1.63	86
4	5		1120	3904	10	111	500	48%	0.104	80	0.010	1.77	121

Si riporta a seguire per completezza di trattazione, il criterio di calcolo utilizzato per il dimensionamento di tutti i collettori secondari, basato sul calcolo dell'area massima drenabile da ciascun tratto di tubazione con grado di riempimento massimo fissato pari all'80% (si riportano a titolo esemplificativo le aree così determinate in funzione delle pendenze p=1.00% e p=0.50%)

Rami secondari Rs_0X_XX													
	Ai	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q			
	<i>[m²]</i>	<i>[min]</i>	<i>[mm/ora]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[-]</i>	<i>[m]</i>	<i>[m^{1/3}/s]</i>	<i>[-]</i>	<i>[m/s]</i>	<i>[l/s]</i>			
Area max drenabile in relazione al G.R.max	599	5	168	250	80%	0.065	80	0.005	0.91	28			
Area max drenabile in relazione al G.R.max	847	5	168	250	80%	0.065	80	0.010	1.29	39			
Area max drenabile in relazione al G.R.max	1161	5	168	315	80%	0.083	80	0.005	1.08	54			
Area max drenabile in relazione al G.R.max	1642	5	168	315	80%	0.083	80	0.010	1.52	76			
Area max drenabile in relazione al G.R.max	3214	10	111	400	80%	0.104	80	0.005	1.25	99			
Area max drenabile in relazione al G.R.max	4545	10	111	400	80%	0.104	80	0.010	1.77	141			
Area max drenabile in relazione al G.R.max	5763	10	111	500	80%	0.130	80	0.005	1.45	178			
Area max drenabile in relazione al G.R.max	8151	10	111	500	80%	0.130	80	0.010	2.05	252			

NOTA:
I collettori secondari sono stati dimensionati valutando per ogni tratto elementare di tubazione, l'effettiva area scolante

Per i diametri di tutti i collettori si rimanda alle planimetrie di progetto relativa alle reti idrauliche.

Si riporta nella tabella seguente il riepilogo delle portate alla sezione di scarico.

$Q_{met.}$	$Q_{p.p.}$	$Q_{s.p.}$	$Q_{scarico}$
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
988	178	810	810

dove :

Q_{met} portata meteorica per la superficie pavimentata delle aree di lavorazione (esclusi i percorsi puliti)

$Q_{p.p.}$ portata di prima pioggia (5mm , 15 min)

$Q_{s.p.}$ seconda pioggia, con $Q_{s.p.} = Q_{met.} - Q_{p.p.}$

$Q_{scarico}$ portata di punta allo scarico, con $Q_{scarico} = Q_{s.p.}$

Nel computo della portata allo scarico non è stata considerata la portata di prima pioggia in quanto le acque dilavanti vengono raccolte nel bacino di accumulo e successivamente inviate all'impianto di trattamento mediante pompa di rilancio. Parte delle acque trattate viene riutilizzata e stoccata, la parte eccedente viene scaricata, ma in un tempo successivo al periodo di picco, con un effetto complessivo di laminazione della portata meteorica.

Si riportano a seguire i diametri di calcolo del tratto terminale dei collettori in corrispondenza della sezione di chiusura, rispettivamente della rete di acque bianche, della rete di acque meteoriche da depurare e del collettore allo scarico.

6.10. INDIVIDUAZIONE DEL CORPO IDRICO RICETTORE

Il corpo ricettore individuato come idoneo a ricevere le acque di scarico provenienti dal cantiere operativo CO03, è il fosso che scorre da nord a sud intersecando l'area di cantiere.

Per superare l'interferenza, si prevede la deviazione provvisoria del corso d'acqua lungo il fosso di guardia perimetrale del cantiere operativo; si rende inoltre necessaria la realizzazione dei tombini necessari al ripristino della continuità idraulica del fosso, interrotta dalle rampe dello svincolo autostradale di progetto.

Il recapito delle acque di scarico dell'area di cantiere avverrà immediatamente a monte del tombino in corrispondenza della prima rampa di accesso intercettata.

Il corso d'acqua, come si evince dal rilievo, risulta di forma trapezia, con larghezza del fondo di 1m e profondità 1,5m (larghezza di 4 m misurata fra i cigli superiori).

Come riportato nella precedente tabella, la portata di picco scaricata nel corpo idrico ricevente risulta pari a $Q_{\text{scarico}}=810 \text{ l/s}$

7. CANTIERE CO04_Cantiere operativo “Monsummano”

7.1. FASI DEL CANTIERE CHE ORIGINANO GLI SCARICHI

Le origini delle acque reflue provenienti dall'area di cantiere identificata come:

- Cantiere Operativo

sono relative a:

1. Acque meteoriche di dilavamento dei piazzali del cantiere e dell'area di caratterizzazione delle terre;
2. Lavaggio gomme dei mezzi che trasportano il materiale scavato, il calcestruzzo ed altri materiali per la costruzione;
3. Scarichi civili.

7.2. DESCRIZIONE DELLE ATTIVITÀ CHE ORIGINANO SCARICHI E LA LORO QUANTITÀ

Di seguito vengono descritte le fasi del cantiere che producono gli scarichi con il riferimento alle quantità delle acque reflue prodotte, necessarie per il dimensionamento degli impianti di trattamento.

7.2.1. *Acque reflue industriali e meteoriche*

Lavaggio gomme

I mezzi che lasciano l'area di cantiere dovranno pulire i pneumatici passando attraverso un apposito manufatto di lavaggio munito di ugelli per il lavaggio delle superfici esterne ed interne delle ruote singole o gemellate. L'acqua di lavaggio sarà convogliata in una vasca di decantazione acque reflue e di seguito inviata all'impianto di trattamento per essere riutilizzata.

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 10 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Una parte di questo volume viene persa, considerando che il mezzo uscendo dal manufatto di lavaggio rilascia l'acqua. Comunque per la stima delle quantità delle acque di scarico, in via cautelativa viene considerato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque reflue provenienti dal manufatto di lavaggio gomme (V_{gr_g}) risulta pari a:

$$V_{gr_g} = 10 \text{ mezzi /giorno} * 2,5 \text{ mc/mezzo} = 25 \text{ mc/giorno.}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media giornaliera pari a:

$$Q = 25 \text{ mc/g} / 86400 \text{ s/g} = 0.29 \text{ l/s.}$$

Dato che i lavaggi non saranno distribuiti in modo uniforme durante la giornata (situazioni di picco) si assume che durante i singoli lavaggi in breve tempo verranno scaricati notevoli volumi di acque da trattare. Tali acque saranno immesse in una vasca con funzione di accumulo, laminazione e sedimentazione grossolana.

E' stata prevista una vasca di decantazione di volume pari a 12 mc, per poter contenere il volume d'acqua prodotto da 5 lavaggi.

Si assume inoltre che la vasca possa essere vuotata in 2 ore, inviando le acque all'impianto di trattamento, con una portata di circa **1.67 l/s**

Acque meteoriche

Le acque meteoriche provenienti dai versanti ("acque pulite") e che non interferiscono con l'area di cantiere, verranno raccolte lungo i limiti del cantiere mediante fossi di guardia e convogliate direttamente nel suo recapito finale.

Le acque di dilavamento del piazzale di cantiere relative alle aree di passaggio, manovra e sosta mezzi, provenienti dall'area di lavorazione saranno raccolte e convogliate in un'apposita rete di raccolta interna al cantiere. Da qui attraverso un opportuno pozzetto partitore, le acque di prima pioggia saranno inviate alla depurazione, dopo essere state raccolte in idonee vasche di stoccaggio. Le acque successive alla prima pioggia saranno inviate allo scarico finale.

Si fa notare che anche le acque prodotte durante il lavaggio dei piazzali saranno recapitate nella rete di smaltimento acque meteoriche e di conseguenza saranno trattate come prime piogge. Tali acque tuttavia non rientrano nel dimensionamento degli impianti di depurazione in quanto sicuramente i lavaggi non avverranno contemporaneamente agli eventi meteorici.

Di seguito viene descritta la modalità di determinazione dei volumi delle acque meteoriche di prima pioggia e dei volumi di ulteriori aliquote delle acque meteoriche dilavanti che saranno temporaneamente stoccati negli appositi manufatti e di seguito trattati.

Le aree di cantiere nel loro insieme hanno una superficie totale di circa 5048 mq. La prima pioggia viene considerata come un evento meteorico di altezza di pioggia pari a 5 mm. Pertanto la portata relativa alla prima pioggia (AMPP) risulta pari a $Q = 28.04$ l/s, per un periodo di 15 minuti.

Il volume dell'acqua generato dalla prima pioggia risulta pari a

$V_{pp} = 5048 \text{ mq} \cdot 0.005 \text{ m} = 25.24 \text{ mc}$. Tale volume si prevede che venga svuotato in 48 ore.

Si prevede un bacino di accumulo di 38.9 mc, costituito da una vasca monoblocco prefabbricata.

All'inizio della precipitazione, le acque meteoriche di dilavamento che si immettono nel pozzetto separatore defluiscono nel bacino di accumulo, inizialmente vuoto, attraverso la tubazione di comunicazione. Durante la precipitazione, il bacino si riempie fino al livello massimo utile. Da questo momento, le acque risultanti delle piogge successive alla prima pioggia (superiori

all'altezza di pioggia di 5 mm), sfiorano attraverso lo stramazzo livellatore che divide il pozzetto separatore in due parti; di seguito confluiscono in un secondo pozzetto, che contiene un sistema di rilevazione delle piogge eccedenti costituito da una sonda segnalatrice. Tale sonda del tipo ad elettrodi è montata internamente al pozzetto su un supporto in acciaio inossidabile collegato alla condotta di scarico proveniente dal pozzetto separatore.

La vasca di accumulo è dotata di una pompa di svuotamento con interruttore di livello e di una linea di rilancio, composta da una tubazione di sollevamento e da due tubazioni di mandata e ricircolo ambedue munite di valvola di regolazione della portata.

Il quadro elettrico è attrezzato per il comando ed il controllo della pompa di svuotamento e per la segnalazione luminosa/acustica che indica il superamento dell'altezza di pioggia oltre i 5 mm.

Sul collettore di smaltimento della pioggia superiore ai 5 mm, a valle del pozzetto separatore, è stato previsto un pozzetto di ispezione per prelievo campioni.

Portata idraulica delle acque di scarico industriali e meteoriche

Per l'impianto di trattamento vengono considerati i seguenti valori delle portate generate all'interno del cantiere:

- Lavaggio gomme mezzi: 1.67 l/s;
- Acque meteoriche di dilavamento (prima pioggia): 0.92 l/s.

Di conseguenza viene assunta la portata dell'impianto di trattamento pari a **1.81 l/s**.

7.2.2. Scarichi civili

Si stima una presenza di 50 lavoratori nell'area di cantiere ai quali corrispondono 10 AE. Considerando la dotazione idrica media giornaliera pari a 200 l/ab/g risulta il volume giornaliero delle acque di scarico (Vgs) pari a:

$$Vgs = 10 \text{ ab.eq} * 200 \text{ l/ab/g} = \mathbf{2 \text{ mc/g}}$$

7.3. DIMENSIONAMENTO DELL' IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE REFLUE INDUSTRIALI E METEORICHE

La portata idraulica dell'impianto assunta è pari a 1.81 l/s. I dati di progetto considerati per il dimensionamento dell'impianto sono i seguenti:

- portata di acqua torbida da trattare: 1.81 l/sec pari a 6526 l/h
- contenuto di solidi in sospensione: 15 gr/l (0,015 Kg/l)
- quantità oraria di fango secco prodotta: 0,015 Kg/l x 6526 l/h = 15 kg/h

7.3.1. Decantatore statico

Considerando che la portata d'acqua torbida da trattare è di 0.65 m³/h, si prevede un decantatore statico con diametro 2.5 m per avere una velocità d'acqua di risalita minore di 4 m/h.

$$0.65 \text{ m}^3/\text{h} / ((2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times \pi) - (0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times \pi)) = 2.28 \text{ m/h.}$$

7.3.2. Impianto per la disidratazione dei fanghi

Considerando che il peso della quantità di fango secco contenuto in un metro cubo di filtrato alla filtro pressa è di 1600 kg/m³, la quantità oraria di fango secco di 15 kg/h prodotta sarà contenuta in un volume, alla filtro pressa, di 15 kg/h / 1600 kg/m³ = 0,06 m³/h.

Considerando una buona filtrabilità del materiale, viene adottata una filtropressa di capacità di 0,02 m³, che potrà soddisfare alle necessità di produzione con un'attività di 4 cicli per ora:

$$4 \text{ cicli/h} \times 0,02 \text{ m}^3/\text{ciclo} = 0,08 \text{ m}^3/\text{h}$$

7.4. DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE SCARICHI CIVILI

E' stato previsto un impianto di capacità 10 abitanti equivalenti che consiste in un trattamento primario (fossa Imhoff) ed in un trattamento secondario biologico ad "ossidazione totale".

Il liquame viene prima inviato alla fossa Imhoff e successivamente introdotto nella zona di ossidazione, dove viene sottoposto ad una ossidazione prolungata, mediante aerazione, per un tempo minimo di 24 ore. La miscela acqua-fango attivo in seguito viene immessa nella zona di sedimentazione, dove permane il tempo sufficiente affinché le sostanze solide sospese possano depositarsi sul fondo, permettendo all'acqua di uscire chiarificata, mentre i fanghi sedimentati tornano attraverso il ricircolo fanghi nella zona di ossidazione.

L'impianto previsto è costituito da una vasca circolare prefabbricata monoblocco in calcestruzzo armato, interrata e coperta con una soletta carrabile con tre aperture di ispezione munite di chiusini. La vasca, di capacità 6470 I, è divisa tramite un setto interno in un comparto di 2030 I per fossa Imhoff e uno da 4170 I per bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria.

L'impianto scelto è dotato di quadro elettrico e di un vano servizi nel quale sono alloggiati il quadro stesso e la soffiante.

Il dimensionamento del depuratore è stato effettuato sulla base delle indicazioni fornite dalle "Linee Guida per il trattamento di acque reflue domestiche ed assimilate in aree non servite da pubblica Fognatura" di ARPAT e sulla base delle indicazioni fornite dalle ditte costruttrici di impianti prefabbricati.

I dati di dimensionamento sono i seguenti:

- Carico idraulico specifico: 200 l/abxgiorno al quale corrisponde una portata di:
200 l/abxgiorno x 10 AE = 2000 l/giorno = 0.083 mc/h
- Carico organico specifico: 60 g BOD₅/abxgiorno dal quale si ottiene:
60 g BOD₅/ abxgiorno x 10 AE = 600 g BOD₅/giorno che equivalgono ad una concentrazione in ingresso di 300 mg/l.

Il dimensionamento della superficie del sedimentatore all'interno della fossa Imhoff, utilizzata come trattamento primario, è stato effettuato considerando un limite superiore di carico superficiale valutato sulla portata di picco, assunta pari a 3 volte la portata media.

$$C_{is,p} = \frac{Q_p}{S} < 1 \text{ m/h}$$

Il comparto di digestione è stato dimensionato considerando un volume pari a 85 l/abxgiorno.

Considerando quindi una portata di picco pari a 0.25 mc/h si ottiene una superficie minima del comparto di sedimentazione pari a 0.25 mq ed un volume del comparto di digestione di 850 litri.

L'impianto proposto ha un bacino di sedimentazione primaria e di digestione anaerobica del fango di supero (fossa Imhoff) ricavato nel comparto da 2030 l e contiene il reparto di sedimentazione primaria di 380 l con una superficie di sedimentazione di 0.56 mq separato e comunicante con il reparto di digestione avente volume utile di 950 l.

Il bacino di ossidazione biologica e sedimentazione secondaria ricavato nel comparto da 4170 l contiene il vano di ossidazione di volume di 2420 l equipaggiato con aeratori e pompa di spurgo del fango biologico ed il vano di sedimentazione avente volume di 930 l.

Con un volume di questo tipo il fattore di carico risulta pari

$$F_c = \frac{0.6 \text{ Kg}_{BOD_5}}{4 \text{ Kg} / \text{mc} \times 2.42 \text{ mc}} = 0.062 \frac{\text{kg}_{BOD_5}}{\text{kg}_{SS} \text{ d}}$$

Tale valore secondo dati di letteratura garantisce un rendimento di abbattimento del BOD₅ superiore al 90 %, consentendo una portata in uscita con una concentrazione di BOD₅ inferiore ai limiti di legge. In allegato sono riportate piante e sezioni dell'impianto sopra descritto. Sulla planimetria del ciclo delle acque di cantiere è riportato lo schema a blocchi dell'impianto.

7.5. QUANTITA' E TIPOLOGIA DI REFLUI NON SCARICATI

Durante i processi di decantazione e di trattamento acque vengono prodotti i reflui ed i rifiuti che dovranno essere smaltiti:

- Le vasche di accumulo e di decantazione dell'impianto di lavaggio ruote e delle acque meteoriche dovranno essere ripulite dal fango e dal materiale sedimentato dalle ditte autorizzate a mezzo di autospurgo, quando risulta necessario;
- I fanghi prodotti dall'impianto di depurazione acque industriali e stoccati temporaneamente nell'area dell'impianto, dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata. Dal dimensionamento dell'impianto di trattamento risulta una produzione oraria di fango pari a 15 kg/h. Si fa notare che questa quantità corrisponde al funzionamento dell'impianto di trattamento a capacità piena, relativa alla portata dell'impianto di trattamento di 1.81 l/s. Questa quantità di fango prodotto potrà essere raggiunta solo durante alcuni orari di lavoro, in concomitanza con un numero elevato delle operazioni di lavaggio gomme automezzi.
- Gli oli residui dal separatore oli e dal filtro a coalescenza dovranno essere trasportati alla discarica autorizzata;
- I fanghi dal depuratore scarichi civili (fossa Imhoff e vasca di ossidazione totale) dovranno essere rimossi periodicamente mediante auto spurgo dalla ditta specializzata.

Oltre ai reflui prodotti dagli impianti di depurazione, dall'area di cantiere dovranno essere smaltiti:

- Eventuale carburante sversato nella vasca di contenimento del manufatto rifornimento del carburante. La vasca dovrà essere ripulita, quando necessario, a mezzo di auto spurgo dalle ditte autorizzate;
- Eventuali accidentali sversamenti di oli nell'area del cantiere dovranno essere assorbiti per mezzo di panni speciali, che saranno raccolti e stoccati nei contenitori o sacchi chiusi e consegnati alla ditta specializzata per lo smaltimento adeguato.
- Dovrà essere predisposto un piano di gestione e smaltimento degli eventuali bagni chimici in area del cantiere.

7.6. CONSUMI D'ACQUA DEL CANTIERE

7.6.1. Acque sanitarie

Si stima una presenza di 10 AE nel cantiere.

Per il calcolo del fabbisogno delle acque sanitarie del cantiere vengono usati i seguenti valori:

- i) Numero abitanti equivalenti, $N = 10$
- j) Dotazione idrica media giornaliera $DI = 200 \text{ l/ab/g} = 0.20 \text{ mc/ab/g}$

Il fabbisogno giornaliero delle acque sanitarie V_{sg} risulta:

$$V_{sg} = N \cdot DI = 2.0 \text{ mc/g}$$

Di conseguenza il fabbisogno medio annuo V_{sa} risulta:

$$V_{sa} = V_{sg} * 365g = 730.0 \text{ mc/anno}$$

7.6.2. Acque industriali

Per quanto riguarda l'acqua necessaria per le attività di cantiere e per il lavaggio piazzali, potrà essere usata quella della riserva situata nell'area di cantiere, stoccata all'interno di apposite cisterne. Di seguito vengono valutate le quantità giornaliere ed annue necessarie per le attività di cantiere.

Lavaggio ruote

Si prevede il lavaggio delle gomme di circa 10 mezzi al giorno. Durante ogni operazione di lavaggio viene utilizzato un volume d'acqua di circa 2.5 mc. Di conseguenza, il volume giornaliero delle acque necessarie al manufatto di lavaggio gomme (V_{gr_g}) risulta pari a:

$$V_{gr} = 10 \text{ mezzi /giorno} * 2,5 \text{ mc/mezzo} = 25 \text{ mc/giorno.}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$Var = 25 \text{ mc/g} * 365 \text{ g/anno} = 9125 \text{ mc/anno.}$$

Bagnatura e pulizia, piazzali, aree di lavoro

Il fabbisogno d'acqua per questa attività è stato stimato, supponendo l'uso di una autocisterna al giorno, di capacità di 10000 l..

Pertanto il fabbisogno giornaliero risulta pari a:

$$V_{gb} = 10 \text{ mc/g,}$$

e il fabbisogno annuo risulta pari a :

$$V_{ab} = 10 \text{ mc/g} * 365 \text{ g/anno} = 3650 \text{ mc/anno.}$$

Consumo totale acque industriali

Il fabbisogno totale annuo per le attività del cantiere risulta pari a:

$$V_a = V_{ab} + V_{ar} = 12775 \text{ mc/anno,}$$

ed il fabbisogno giornaliero:

$$V_g = V_{gb} + V_{gr} = 35 \text{ mc/g}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 0.41 \text{ l/s}$ ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

7.7. SISTEMA DEL RICIRCOLO DELLE ACQUE

L'acqua reflua industriale trattata sarà riutilizzata nel processo produttivo e solo in caso di esubero verrà convogliata nel punto di scarico.

Infatti a valle dell'impianto di trattamento delle acque reflue è ubicata la vasca delle acque trattate per la quale si assume un volume utile di 10mc. Da questa vasca è stata prevista l'alimentazione delle vasche di accumulo lavaggio ruote e dei serbatoi di stoccaggio dai quali sarà prelevata l'acqua per le varie attività di cantiere.

Ai fini di valutazione dei volumi d'acqua di riuso si fa riferimento alla seguente possibilità di stoccaggio:

Si considera che giornalmente ed annualmente vengono stoccati e riutilizzati i volumi seguenti:

- Vasca accumulo Lavaggio ruote $V_{gr} = 12 \text{ mc/g}$, $V_{ar} = 4380 \text{ mc/anno}$;
- Serbatoi Bagnatura, pulizia piazzali, aree di lavoro $V_{gb} = 10 \text{ mc/g}$, $V_{ab} = 3650 \text{ mc/anno}$;

Di conseguenza risulta che giornalmente viene riutilizzato per l'attività di cantiere un volume pari a:

$$V_g = V_{gr} + V_{gb} = 22 \text{ mc/g},$$

ed annualmente pari a

$$V_a = V_{ar} + V_{ab} = 8030 \text{ mc/anno}.$$

7.8. FABBISOGNO IDRICO NETTO

Alla luce di quanto esposto il fabbisogno utile risulta espressione del bilancio fra consumi e possibilità di stoccaggio e riutilizzo delle acque.

Il fabbisogno complessivo giornaliero di acqua idropotabile e acqua industriale per il cantiere risulta pari a:

$$V_{fab} = V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 2 \text{ mc/giorno} + 35 \text{ mc/giorno} - 22 \text{ mc/giorno} = 15 \text{ mc/giorno}$$

$$V_{fab} = V_{idr} + V_{ind} - V_{riut} = 730 \text{ mc/anno} + 12775 \text{ mc/anno} - 8030 \text{ mc/anno} \\ = 5475 \text{ mc/anno}$$

Questa quantità d'acqua corrisponde ad una portata media annua pari a $Q = 0,17 \text{ l/s}$ ed è relativa alla portata media di consumo del cantiere.

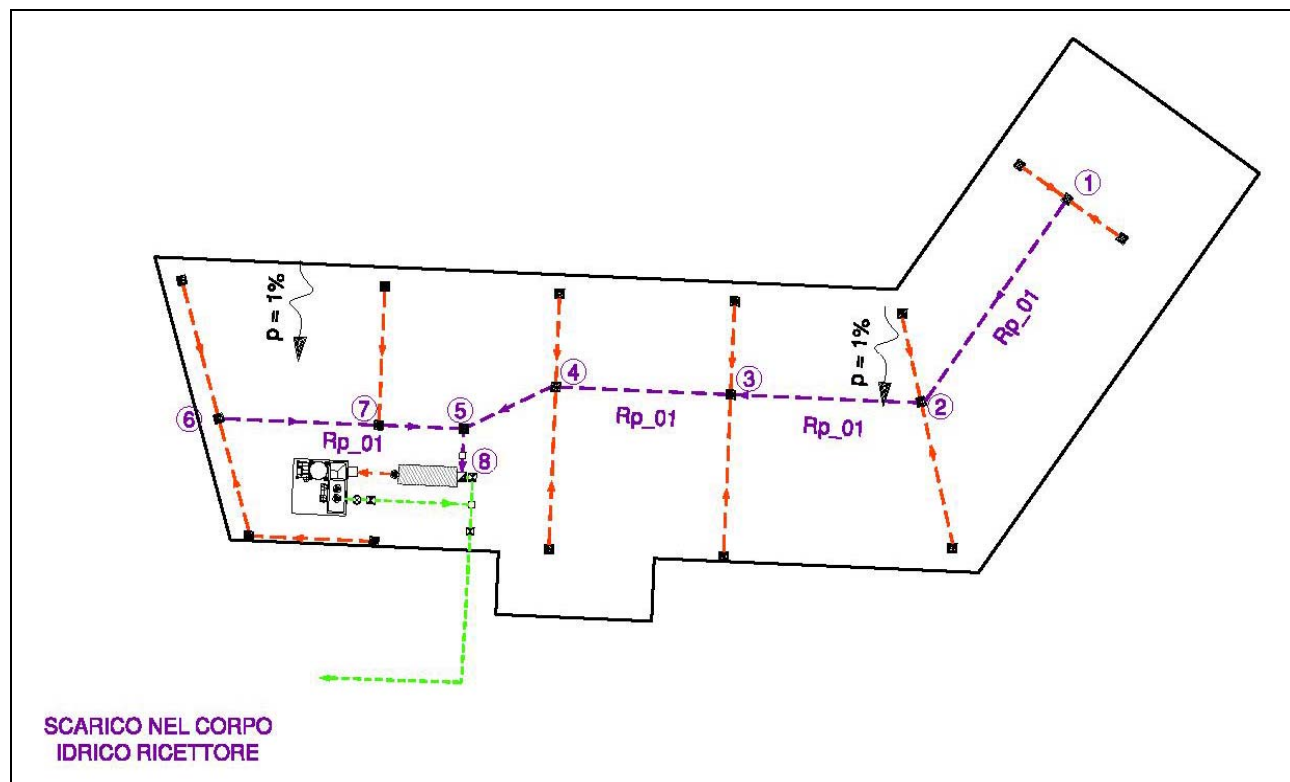
Si fa notare che le valutazioni sopra indicate sono state effettuate considerando 365 giorni lavorativi al giorno.

7.9. DIMENSIONAMENTO DELLE RETI DELLE ACQUE METEORICHE

Il dimensionamento della rete di drenaggio di raccolta acque meteoriche viene condotto sulla base del regime pluviometrico introdotto nel prgf.2.3.6 e in riferimento alla metodologia di calcolo espressa nel prgf.2.3.7.

I collettori sono in PEad corrugato e di dimensioni comprese tra DN 250 mm e DN 500 mm.

Si riportano a seguire lo schema della rete di drenaggio per lo smaltimento delle acque meteoriche da trattare e il dettaglio del collettore principale (rappresentato in viola).



Ramo principale Rp_01													
nodo i	nodo j	rami confluenti	Ai	ΣAi	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
[-]	[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
1	2		880	880	5	168	315	64%	0.078	80	0.005	1.03	41
2	3		1148	2028	10	111	400	57%	0.093	80	0.005	1.16	63
3	5		780	2808	10	111	400	71%	0.102	80	0.005	1.24	87
4	5		1000	3808	10	111	500	58%	0.117	80	0.005	1.35	118
6	7		500	500	10	111	250	52%	0.055	80	0.005	0.82	15
7	5		740	1240	10	111	315	61%	0.077	80	0.005	1.02	38
5	8		5048	5048	10	111	500	71%	0.127	80	0.005	1.43	156
Q meteorica da trattare			5048		10	111	500	71%	0.127	80	0.005	1.43	156
Q allo scarico							500	75%	0.129	80	0.003	1.12	128

Si riporta a seguire per completezza di trattazione, il criterio di calcolo utilizzato per il dimensionamento di tutti i collettori secondari, basato sul calcolo dell'area massima drenabile da ciascun tratto di tubazione con grado di riempimento massimo fissato pari all'80% (si riportano a titolo esemplificativo le aree così determinate in funzione delle pendenze $p=1.00\%$ e $p=0.50\%$)

Rami secondari		Rs_0X_XX								
	Ai	tc	i	DE	y/D	R _H	K _s	i	v	Q
	[m ²]	[min]	[mm/ora]	[mm]	[-]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[-]	[m/s]	[l/s]
Area max drenabile in relazione al G.R.max	599	5	168	250	80%	0.065	80	0.005	0.91	28
Area max drenabile in relazione al G.R.max	847	5	168	250	80%	0.065	80	0.010	1.29	39
Area max drenabile in relazione al G.R.max	1161	5	168	315	80%	0.083	80	0.005	1.08	54
Area max drenabile in relazione al G.R.max	1642	5	168	315	80%	0.083	80	0.010	1.52	76

NOTA:
I collettori secondari sono stati dimensionati valutando per ogni tratto elementare di tubazione, l'effettiva area scolante

Per i diametri di tutti i collettori si rimanda alle planimetrie di progetto relativa alle reti idrauliche.

Si riporta nella tabella seguente il riepilogo delle portate alla sezione di scarico.

Q _{met.}	Q _{p.p.}	Q _{s.p.}	Q _{scarico}
[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
156	28	128	128

dove :

Q_{met} portata meteorica per la superficie pavimentata delle aree di lavorazione (esclusi i percorsi puliti)

Q_{p.p.} portata di prima pioggia (5mm , 15 min)

Q_{s.p.} seconda pioggia, con Q_{s.p.}= Q_{met.}-Q_{p.p.}

Q_{scarico} portata di punta allo scarico, con Q_{scarico}=Q_{s.p.}

Nel computo della portata allo scarico non è stata considerata la portata di prima pioggia in quanto le acque dilavanti vengono raccolte nel bacino di accumulo e successivamente inviate all'impianto di trattamento mediante pompa di rilancio. Parte delle acque trattate viene riutilizzata e stoccata, la parte eccedente viene scaricata, ma in un tempo successivo al periodo di picco, con un effetto complessivo di laminazione della portata meteorica.

Si riportano a seguire i diametri di calcolo del tratto terminale dei collettori in corrispondenza della sezione di chiusura, rispettivamente della rete di acque bianche, della rete di acque meteoriche da depurare e del collettore allo scarico.

7.10. INDIVIDUAZIONE DEL CORPO IDRICO RICETTORE

Il ricettore finale individuato come idoneo a ricevere le acque di scarico provenienti dal cantiere operativo CO04, è il Torrente Nievole, che si sviluppa per circa 21 km, interessando i comuni di Marliana, Monsummano Terme, Montecatini Terme, Pieve di Nievole e Serravalle Pistoiese.

L'ente competente in materia di autorizzazione allo scarico per il corso d'acqua in questione risulta l'Autorità di Bacino dell'Arno.

Il torrente Nievole scorre ad ovest dell'area di cantiere, ad una distanza di circa 350m dal cantiere operativo.

Considerando le portate limitate provenienti dal cantiere operativo, si prevede il recapito delle acque di cantiere nel fosso di guardia autostradale con successivo recapito nel ricettore finale.

Come riportato nella precedente tabella, la portata di picco scaricata nel corpo idrico ricettore risulta pari a $Q_{\text{scarico}}=130$ l/s

SCHEMA RIEPILOGATIVO FABBISOGNI E SCARICHI

Le seguenti tabelle riassumono le origini dei fabbisogni e degli scarichi per ogni singolo cantiere. Le quantità originate sono riportate nei singoli paragrafi.

Fabbisogni

	CB01	CO01	CO02	CO03	CO04
Industriali					
Lavaggio gomme	x	x	x	x	x
Lavaggio piazzali	x	x	x	x	x
Civili	x	x	x	x	x

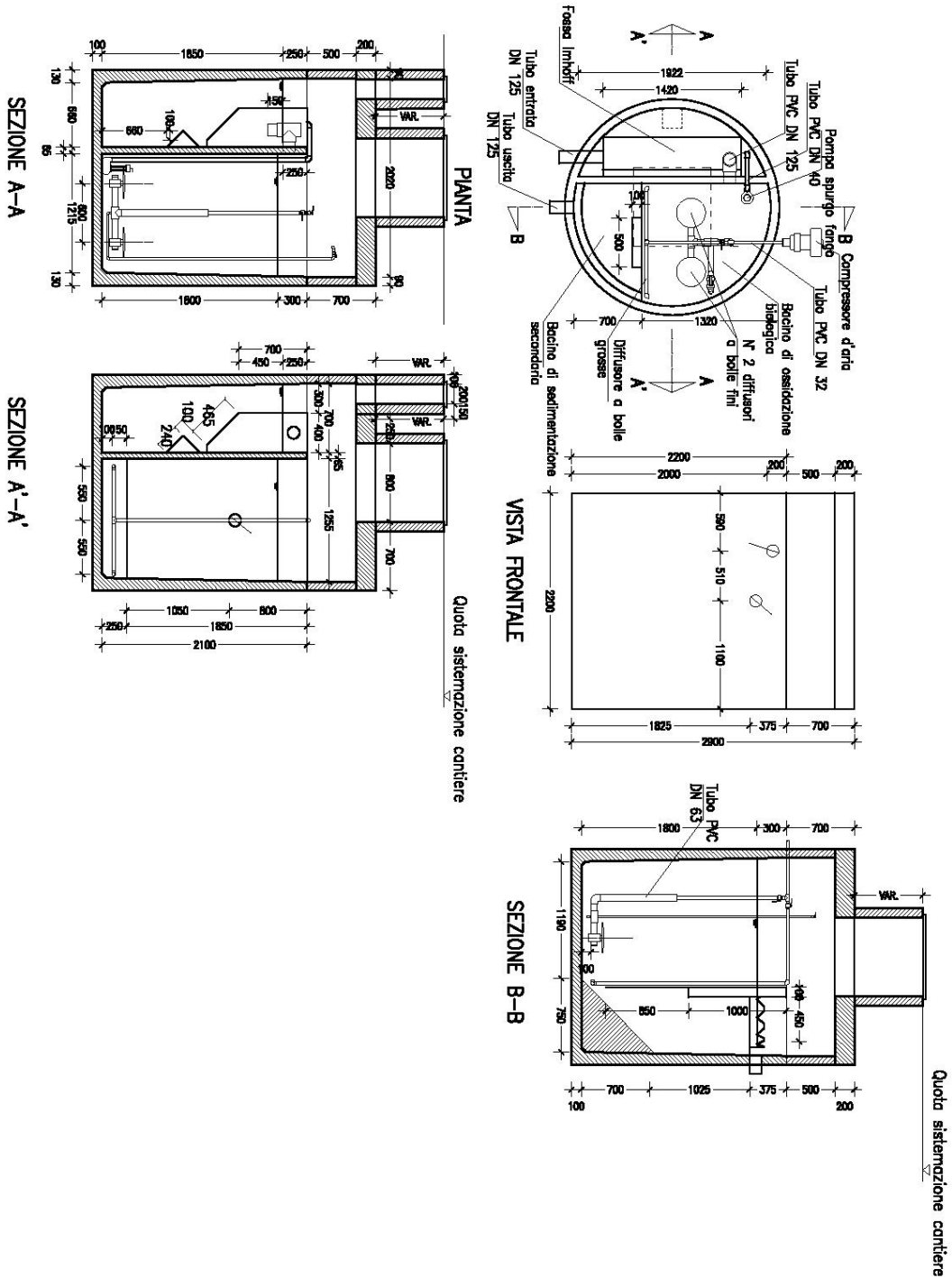
Scarichi

	CB01	CO01	CO02	CO03	CO04
Industriali					
Lavaggio gomme	x	x	x	x	x
Lavaggio piazzali	x	x	x	x	x
Civili	x	x	x	x	x
Meteoriche					
Pulite	x				
Da depurare	x	x	x	x	x

8. ALLEGATI

ALLEGATO 1

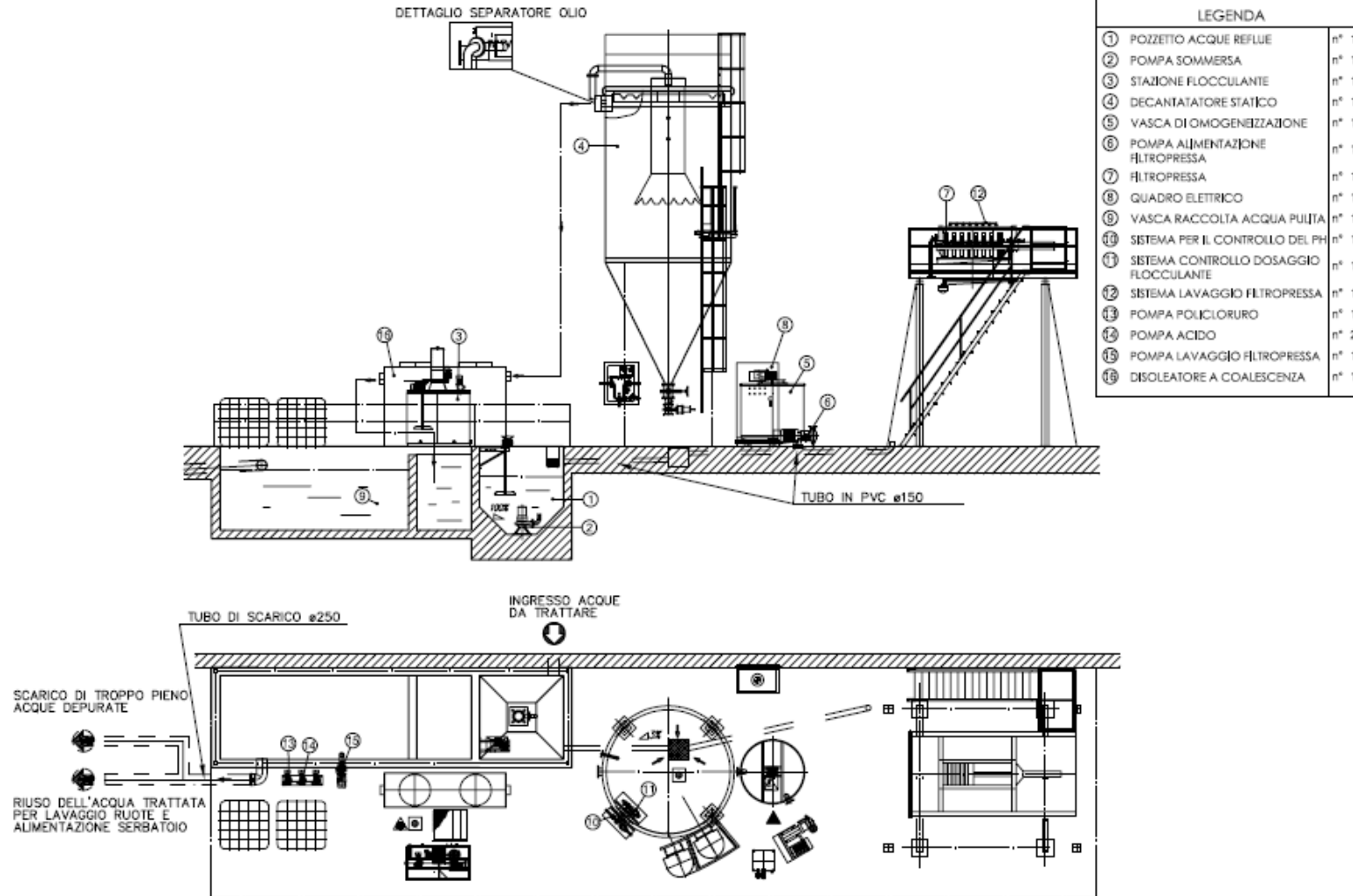
DEPURATORE BIOLOGICO CON TRATTAMENTO PRIMARIO (FOSSA IMHOFF) E TRATTAMENTO SECONDARIO (BACINO DI OSSIDAZIONE)



ALLEGATO 2/A

IMPIANTO TRATTAMENTO ACQUE INDUSTRIALI E METEORICHE CON CAPACITA' DI TRATTAMENTO FINO A 8l/s

DEPURATORE ACQUE INDUSTRIALI



ALLEGATO 3_IMPIANTO DI LAVAGGIO RUOTE

