



COMUNE DI VENEZIA

PROPONENTE

GT 3
Lido Immobiliare srl

GT 3 Lido Immobiliare srl
Via Famagosta 2
30126 Lido di Venezia

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

ARCHITETTURA E COORDINAMENTO ATTIVITÀ



Torsello
Architettura

TA srl Torsello Architettura
via Alipio Cappelletto 4a - 30172 Venezia Mestre
www.taarchitettura.com
Arch. Alberto Torsello

URBANISTICA E AMBIENTE



AGRI.TE.CO. Ambiente Progetto Territorio
via Toffoli, 13 - 30135 Marghera (VE)
www.agriteco.com
Dott. Alessandro Vendramini
Dott.ssa Roberta Rocco
Ing. Loris Lovo
Arch. Francesco Bortolato

STRUTTURE E INFRASTRUTTURE



Milan Ingegneria S.p.A.
Via Thaon di Revel 21-20159 Milano
Santa Croce 458/A-30135 Venezia
www.buromilan.com
Ing. Maurizio Milan
Ing. Massimiliano Milan

IMPIANTI E PREVENZIONE INCENDI



TFE Ingegneria srl
via Friuli Venezia Giulia, 8 - 30030 Pianiga (VE)
www.tfeingegneria.it
Ing. Zeffirino Tommasin
Ing. Antonio Bisaglia

PAESAGGIO



CZstudio associati
Corso del Popolo, 89 - 30172 Venezia
www.czstudio.com
Arch. Paolo Cecon
Arch. Laura Zampieri

PROGETTO PARCO TECNOLOGICO (EX OSPEDALE AL MARE LIDO - VENEZIA) denominato MARE



PROGETTO

Relazione tecnica infrastrutture

ELABORATO

A9

MARE – LIDO DI VENEZIA

PIANIFICAZIONE URBANISTICA ATTUATIVA TRATTAMENTO ACQUE REFLUE E RETE DI DRENAGGIO ACQUE METEORICHE

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

Sommario

1. INTRODUZIONE.....	3
1.1. IL COMPLESSO EX OSPEDALE AL MARE E PROGETTO MARE TECHNOPARK.....	4
2. LA STRUTTURA DELLE RETI A SERVIZIO DELL'INSEDIAMENTO DI PROGETTO.....	7
3. DEFINIZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE	9
3.1. ELEMENTI DI IDROLOGIA	9
3.1.1. <i>Piogge intense</i>	9
3.2. CARATTERISTICHE DEL BACINO.....	11
3.2.1. <i>Permeabilità del sito</i>	11
3.2.2. <i>Caratteristiche pluviometriche della zona d'intervento</i>	13
3.2.3. <i>Calcolo delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento</i>	19
3.2.4. <i>Curve segnalatrici per la zona costiera e lagunare (IPOTESI B, inclusa stazione di Mira)</i>	20
3.2.5. <i>Curve segnalatrici a due parametri</i>	21
3.2.6. <i>Determinazione dei pluviogrammi di progetto</i>	23
3.3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	24
3.4. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA RETE DI DRENAGGIO ACQUE METEORICHE	26
3.5. QUADRO GENERALE DEGLI ELEMENTI DELLE RETI DI DRENAGGIO	28
3.6. VOLUME DI INVASO E LAMINAZIONE DELLE PORTATE DI ORIGINE METEORICA	29
3.7. DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI PRIMA PIOGGIA	30
4. DEFINIZIONE RACCOLTA DELLE ACQUE REFLUE	31
5. TRATTAMENTO DELLE ACQUE REFLUE – DEPURATORE	32
5.1. OBIETTIVI DELLA DEPURAZIONE	34
5.2. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO DEI REFLUI.....	35
5.3. PRESEDIMENTAZIONE.....	36
5.4. ACCUMULO REFLUI	36



5.5.	REATTORE DI OSSIDAZIONE BIOLOGICA A FANGHI ATTIVI.....	37
5.6.	SEZIONE DI ULTRAFILTRAZIONE PER LA SEPARAZIONE DELLA BIOMASSA.....	37
5.7.	FANGHI DI SUPERO	38
5.8.	FINISSAGGIO PER LA RIMOZIONE DELL’AZOTO	39
5.9.	LOCALE TECNICO.....	40
5.10.	SERVIZI OCCORRENTI	40
5.11.	GESTIONE.....	40

CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA
 Protocollo Arrivo N. 65589/2026 del 25-09-2026
 Allegato 3 - Class. 12.3.0 - Copia Del Documento Firmato Digitalmente

1. INTRODUZIONE

La società GT 3 Immobiliare S.r.l. è impegnata nel Progetto di Riqualificazione del complesso ex-Ospedale Al Mare, via dell'Ospedale Marino n.9 in località Lido di Venezia (VE) finalizzato a parco tecnologico con uffici, residenze e servizi di vario genere, fra cui teatro, ristoranti, bar, asilo, biblioteca e palestre: MARE Technopark.



Figura 1: Ex Ospedale al Mare, Lido di Venezia

Assunto che il complesso immobiliare è sottoposto a tutela di interesse storico e culturale, si andranno ad applicare i corretti criteri di conservazione e preservazione.

Coordinatore di Progetto è l'Arch. Alberto Torsello di TA Architettura Srl.

1.1. IL COMPLESSO EX OSPEDALE AL MARE E PROGETTO MARE TECHNOPARK

Allo stato attuale il complesso dell'ex Ospedale al Mare è composto da 33 edifici in un'area di circa 10 ettari, di cui il fronte Nord si affaccia sulla spiaggia a mare per una lunghezza di 450 metri.



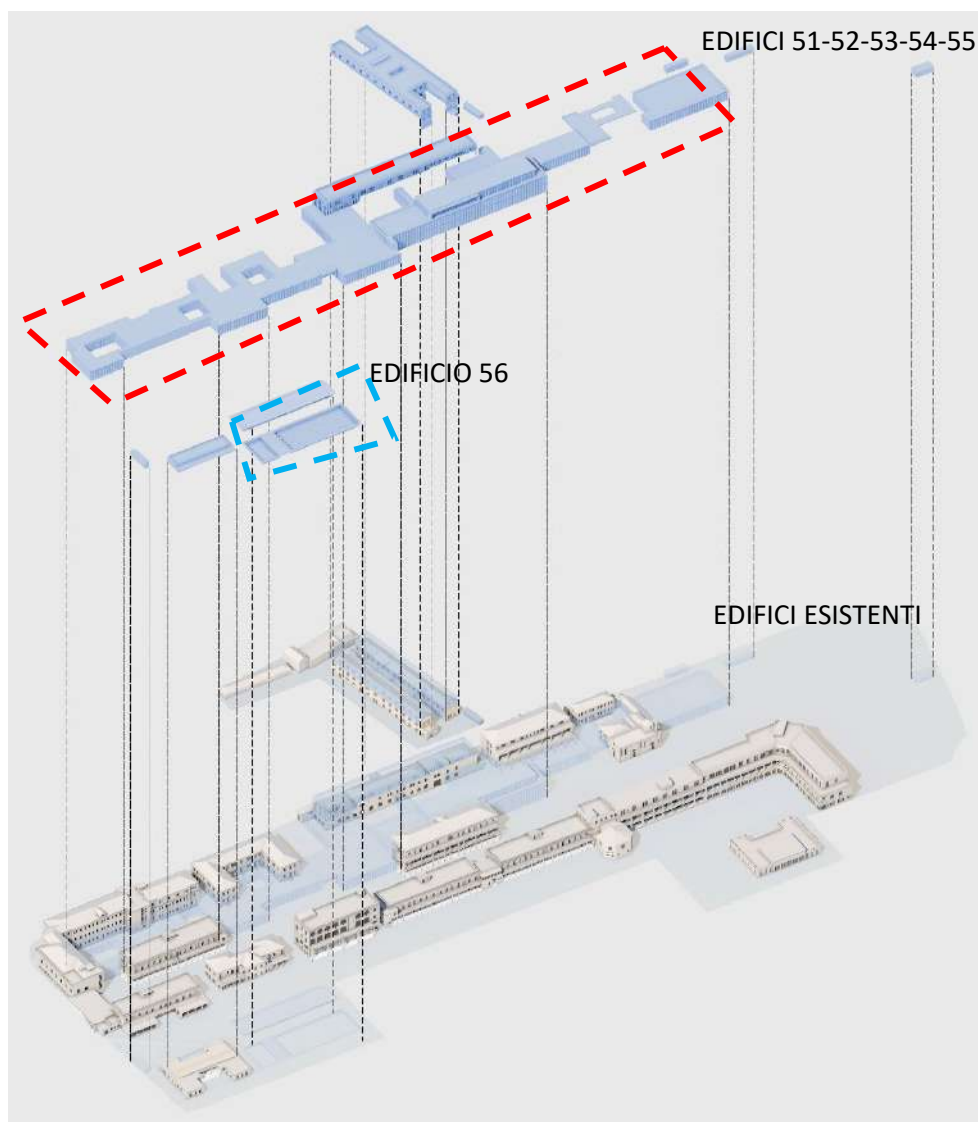
Figura 2:Foto aerea individuazione edifici

I 21 edifici da riqualificare sono così denominati e numericamente classificati:

1. Padiglione Uffici Accettazione;
2. Padiglione Centrale;
3. Padiglione Friuli;
4. Padiglione Belluno;
5. Padiglione Pediatria;
6. Padiglione Marzotto;
7. Padiglione Cassa di Risparmio;
8. Padiglione Marinoni;
9. Padiglione Vicenza;
10. Padiglione Venezia;
11. Padiglione Principi di Piemonte;
12. Padiglione Verona;
13. Padiglione Orfani di Guerra;
14. Padiglione Schio;
16. Chiesa Santa Maria;
17. Ex Casa Suore;
18. Padiglione Scandiani;
19. Padiglione Cucina-Mensa-Dispensa;

- 25. Celle Mortuarie;
- 26. Magazzini Generali;
- 27. Padiglione Officine;
- 28. Magazzini Economali;

Gli edifici esistenti verranno tra loro collegati da edifici di nuova costruzione denominati 51, 52, 53, 54 e 55. È prevista la costruzione di una piscina e dell'edificio 56 ad essa asservito e la sopraelevazione degli edifici 26 e 27.



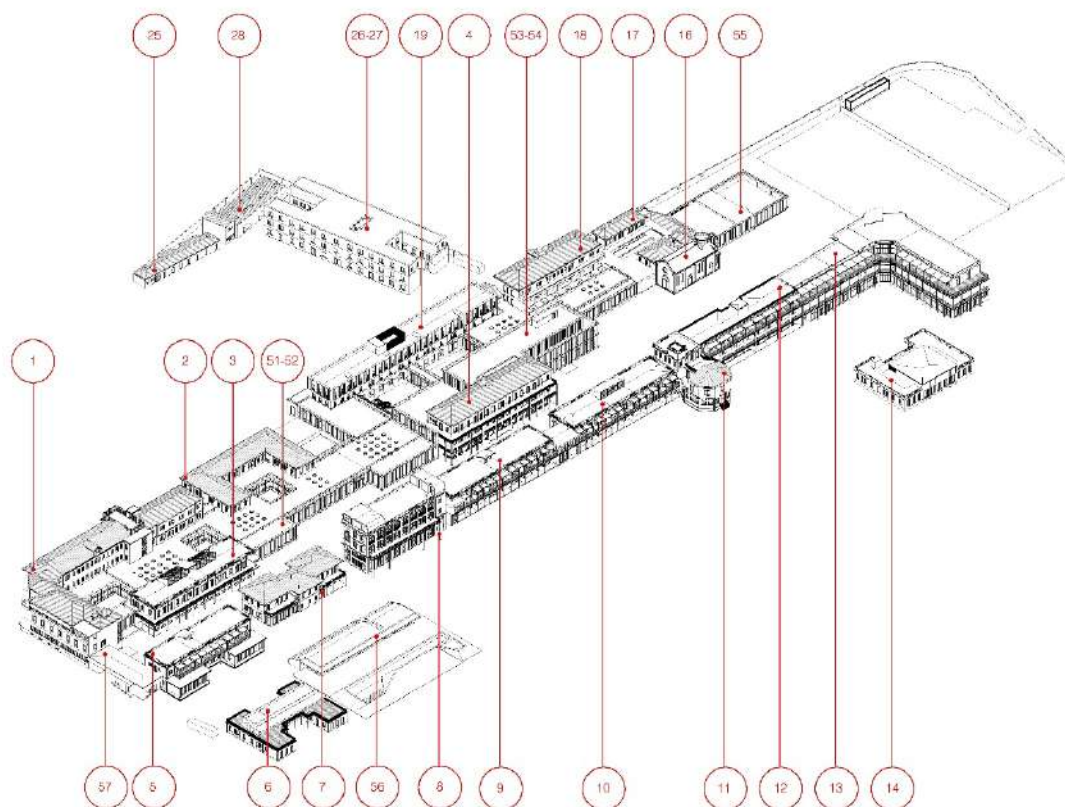


Figura 3: Vista aerea del progetto

2. LA STRUTTURA DELLE RETI A SERVIZIO DELL'INSEDIAMENTO DI PROGETTO

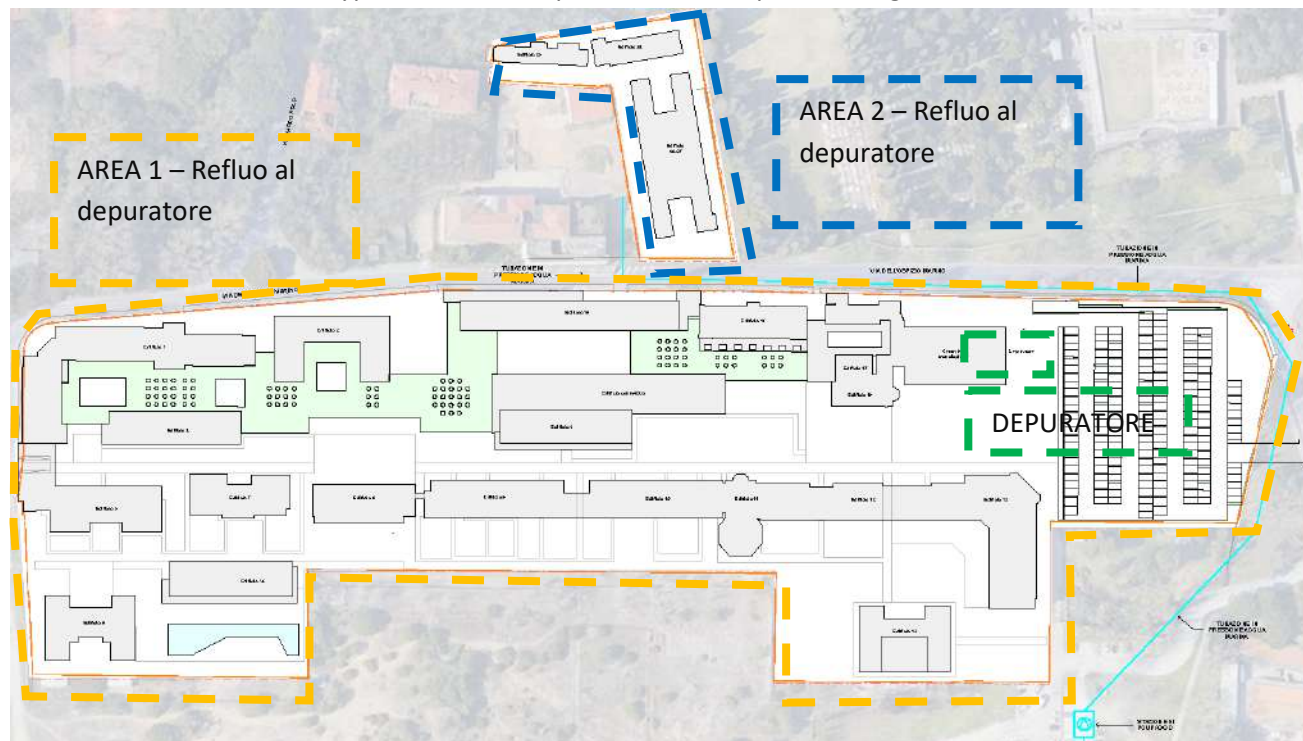
Questa relazione descrive i criteri di raccolta, conduzione, trattamento e smaltimento dei corpi idrici, acque bianche e reflui.

Vengono analizzati: la raccolta e il drenaggio delle acque meteoriche, la depurazione e lo smaltimento delle acque reflue a servizio di MARE Techno Park nel compendio "ex-Ospedale al mare".

Si definiscono acque nere i reflui prodotti nelle residenze e negli uffici. Le acque bianche sono le precipitazioni che insistono sulle coperture degli edifici, le acque di prima pioggia sono le acque di origine meteorica che dilavano le pavimentazioni stradali e per via del contenuto di inquinanti devono essere opportunamente raccolte e trattate.

Le acque verranno gestite come segue:

- acque nere: MARE Techno Park è diviso in due lotti da Via dell'Ospizio Marino, il primo lotto lato mare definito AREA 1 e il più piccolo lato laguna chiamato AREA 2 su cui insistono gli edifici 25, 26, 27 e 28. Le acque reflue verranno recapitate all'impianto di depurazione a servizio degli edifici sul lato a mare di Via dell'Ospizio Marino. Le acque depurate saranno temporaneamente accumulate in vasche distribuite nel lotto per essere utilizzate a fini irrigui non alimentari. L'impianto di depurazione sarà dotato di bypass di sicurezza che invierà il refluo alla rete pubblica. Il depuratore sarà dotato di bypass di sicurezza per scarico nella pubblica fognatura.



- acque meteoriche: le acque meteoriche che insisteranno sulle aree di intervento saranno gestite

CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA
Protocollo Arrivo N. 65589/2026 del 25-09-2026
Allegato 3 - Class. 12.3.0 - Copia Del Documento Firmato Digitalmente



TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

SEZIONE
 SCALA 1:25

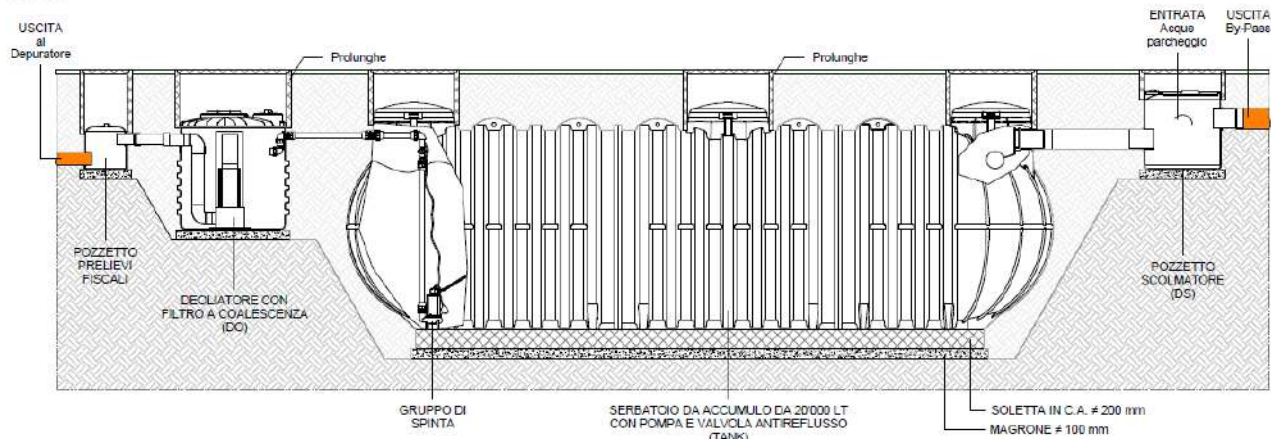


Figura 5 Impianto di prima pioggia

3. DEFINIZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

3.1. ELEMENTI DI IDROLOGIA

3.1.1. Piogge intense

La rete di drenaggio non deve essere messa in crisi da piogge di forte intensità e breve durata. A tale scopo si calcola il tempo di corrivazione del bacino si determina attraverso la relazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

in cui:

- t_a è il tempo d'accesso alla rete,
- t_r è il tempo di rete, cioè la somma dei tempi di percorrenza dell'acqua lungo le tubazioni dal punto più lontano fino al tronco finale della rete stessa.

Studi svolti presso il Politecnico di Milano (Mambretti e Paoletti, 1996), tali studi hanno condotto, per sottobacini sino a 10 ettari, all'equazione:

$$t_{a,i} = ((3600^{(n-1)/4} \cdot 0.5 \cdot l_i) / (s_i^{0.375} \cdot (a \cdot \phi \cdot S_i) \cdot 0.25))^{4/(n+3)} = 126 \text{ sec} = 2.1 \text{ min}$$

in cui:

- $t_{a,i}$ = tempo d'accesso dell' i-esimo sottobacino (s);
- l_i = massima lunghezza del deflusso dell'i-esimo sottobacino = 150 m;
- s_i = pendenza media dell'i-esimo sottobacino = 0,003 m/m;
- ϕ = coefficiente di deflusso dell'i-esimo sottobacino = 0,76;



- S_i = superficie di deflusso dell'i-esimo sottobacino = 1,07 ha;
- a, n = coefficienti dell'equazione di possibilità pluviometrica $a = 65,42$ e $n = 0,33$ per un tempo di ritorno di 50 anni.

Il tempo di rete t_r , è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete di raccolta; t_r è quindi determinato dal rapporto la lunghezza della rete e la velocità della corrente:

$$t_r = l_i/v_i = 125 \text{ m} / 0,50 \text{ m/s} = 250 \text{ sec} = 4,2 \text{ min}$$

Il tempo di corrivazione risulta:

$$t_c \text{ stato di progetto} = 376 \text{ sec} = 6,3 \text{ min}$$

CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA
Protocollo Arrivo N. 65589/2026 del 25-09-2026
Allegato 3 - Class. 12.3.0 - Copia Del Documento Firmato Digitalmente

3.2. CARATTERISTICHE DEL BACINO

3.2.1. Permeabilità del sito

Nel mese di Luglio 2020 sono state eseguite n°2 prove Lefranc di permeabilità a carico variabile da parte del SINGEA nel sito oggetto di studio valutativo. Le prove sono state eseguite alla profondità di 6 m dal piano campagna all'interno di fori di sondaggio durante lo svolgimento di indagini geognostiche. Le prove sono state effettuate in n. 2 punti:

SONDAGGIO	PROVA	PROFONDITA' [m]	k [m/s]
S2-P1	LF-01	6.25	1.08E-06
S7-P3	LF-01	6.3	1.04E-05

Dagli esiti di classificazione in campo ed in laboratorio, l'area risulta caratterizzata dalla presenza di un deposito prevalentemente sabbioso a matrice limosa.

Le prove di permeabilità condotte hanno evidenziato un valore medio $5.74 \cdot 10^{-6}$ m/s a profondità 6.3 m. Il valore ricavato dalle prove a profondità 6.3 m non sono significative per la valutazione della capacità di drenaggio delle acque meteoriche e delle trincee drenanti che verranno in esse inserite, che avviene negli strati più superficiali, granulari e molto più permeabili.

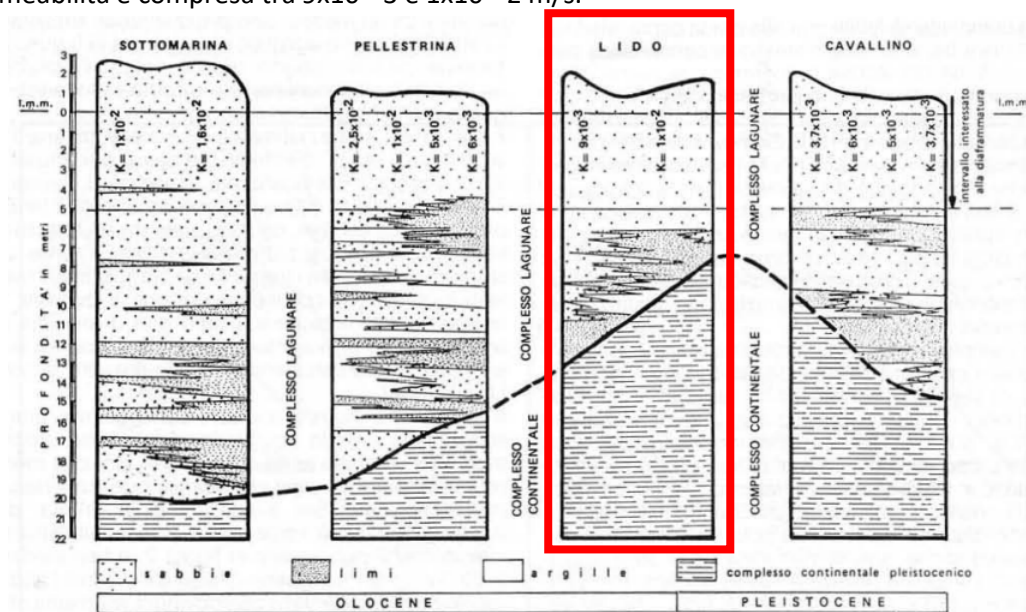
La permeabilità degli strati superficiali utilizzato nelle analisi di questa relazione si determina dallo studio *"I sedimenti tardo-quadernari dell'area litorale veneziana: analisi delle caratteristiche fisico-meccaniche"* pubblicato nell'ambito del Progetto Sistema Lagunare Veneziano da Luigi Tosi per l'Istituto per lo Studio della Dinamica delle Grandi Masse del C.N.R. Venezia. Sono stati effettuati per questo studio 18 sondaggi così ubicati:



Figura 6 Posizione dei sondaggi, in rosso la posizione dell'area d'intervento

Il sondaggio 11 è prossimo all'area d'intervento,

Lo studio riporta i valori di permeabilità dello strato superficiale sabbioso di spessore 5 m, per l'area Lido la permeabilità è compresa tra 9×10^{-3} e 1×10^{-2} m/s.



La presenza di sabbia nei primi metri di profondità è confermata nell'area d'intervento dalle carote estratte nel gennaio 2021. Le prove Lefranc sono state condotte nello strato limoso sottostante lo strato sabbioso superficiale.



SONDAGGIO S2-P1 – Cassa n.1 da 0.00 m a 5.00 m



SONDAGGIO S2-P1 – Cassa n.2 da 5.00 m a 10.00 m

Il dimensionamento dei corpi disperdenti è svolto considerando il valore cautelativo $k=5 \times 10^{-4}$ m/s, per il dimensionamento di progetto Esecutivo dovranno essere svolte prove di permeabilità in trincee esplorative di profondità massima 3 m.

Non sono state considerate le prove svolte da SINGEA nella medesima sessione di prove a profondità 18 m in quanto al di sotto dello strato di caranto e quindi non significative. L'area presenta una topografia pianeggiante con lieve pendenza verso il mare.

3.2.2. Caratteristiche pluviometriche della zona d'intervento

Per le valutazioni idrauliche sono state prese a riferimento le precipitazioni di durata oraria, oltre quelle di forte intensità e breve durata, dedotte dal documento "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento" commissionato dal "Commissario delegato per l'Emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 Settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto. OPCM n. 3621 del 18/10/2007".

Lo studio ha preso in esame un esteso numero di stazioni pluviografiche, raggruppandole mediante procedimenti statistici, in zone sufficientemente omogenee.

I dati disponibili per le analisi pluviometriche nel territorio veneto derivano da due reti di misura: la rete storica del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN), avviata nei primi decenni del '900, a cui viene affiancata alla fine degli anni '80 la rete regionale del Centro Sperimentale per l'Idrologia e la Meteorologia di Teolo (ora Centro Meteorologico di Teolo — CMT) dell'Agenzia Regionale per la Prevenzione e la Protezione Ambientale del Veneto (ARPAV).

A seguito del trasferimento di competenze alle Regioni, anche la rete SIMN è stata affidata ad ARPAV.

Le due reti sono differenti per collocazione delle stazioni, per strumentazione e per periodi di misura.

Si è optato di utilizzare i dati del CMT, alla luce delle seguenti considerazioni:

- la rete CMT misura dati dalla fine degli anni '90 ad oggi, mentre i dati del SIMN sono stati pubblicati in forma cartacea solo fino al 1996;
- le durate di maggior interesse sono quelle fino a 24 ore, vista la tipologia di opere da dimensionare e le caratteristiche dei bacini idraulici: in tale intervallo i dati SIMN sono affidabili solo nei massimi annuali per 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive, mentre le informazioni del CMT sono aggregati su una scansione minima di 5 minuti e consentono pertanto una ricognizione affidabile dei valori di precipitazione anche per eventi brevi ed intensi;
- tra una serie di dati più lunga, quella SIMN, ma priva degli ultimi anni, e una serie di dati breve ma aggiornata, quella CMT, la seconda è preferibile, anche alla luce dei ripetuti eventi calamitosi odierni e delle evidenze di un cambiamento climatico in atto;
- i dati raccolti dal CMT costituiscono oggi il principale riferimento pluviometrico regionale, mentre non è ancora stato definito con certezza il futuro delle cosiddette stazioni tradizionali ex-SIMN ora affidate all'ARPAV, soprattutto per quanto riguarda le piogge brevi.

L'area di intervento rientra nel comune di Venezia, essa è ricompresa nella zona omogenea denominata "Costiera SE", caratterizzata da una risposta idrologica sufficientemente omogenea.

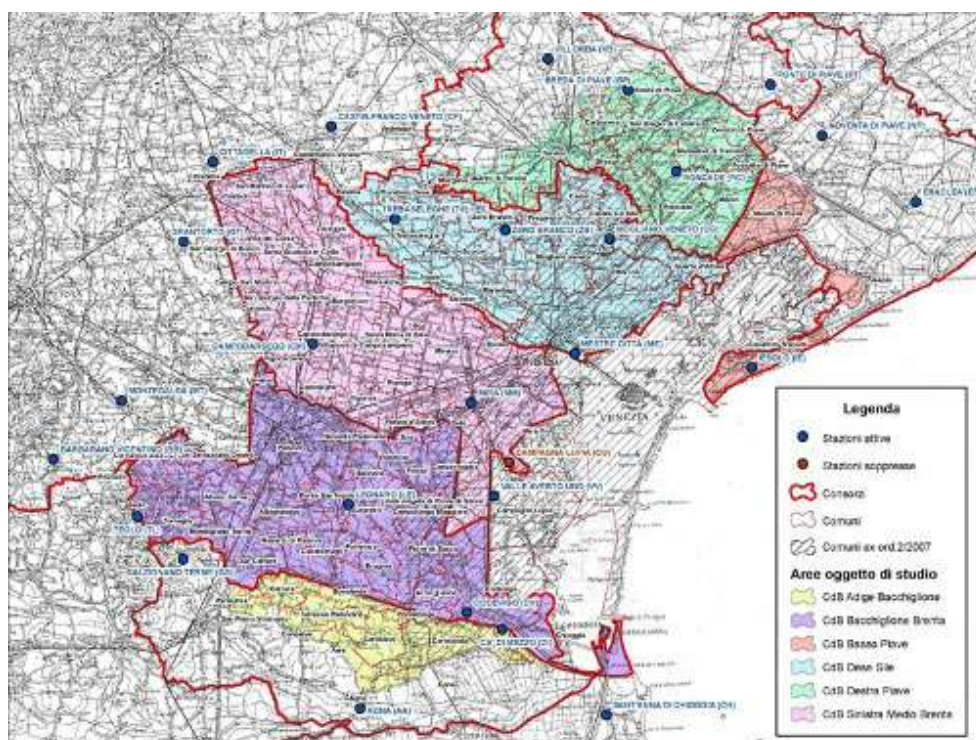


Figura 7 Planimetria dell'area oggetto di studio e delle stazioni CMT considerate



NOME	Z [m s.m.]	Coordinata Est Gauss Boaga W [m]	Coordinata Nord Gauss Boaga W [m]	Attiva dal	Numero di massimi annui
BARBARANO VICENTINO (BB)	16	1701211	5030367	01-02-1991	16
MONTEGALDA (MT)	23	1708173	5036371	01-12-1991	16
TEOLO (TL)	158	1709765	5024498	02-02-1992	16
GALZIGNANO TERME (GG)	20	1714488	5020146	02-02-1992	16
GRANTORTO (GT)	31	1714510	5052620	01-12-1991	16
CITTADELLA (IT)	56	1717457	5060787	01-09-1991	15
CAMPODARSEGO (CM)	15	1727668	5042147	03-02-1992	16
CASTELFRANCO VENETO (CF)	50	1729544	5084403	01-08-1989	17
LEGNARO (LE)	8	1731313	5025746	01-07-1991	16
AGNA (AA)	2	1732493	5004900	02-02-1992	16
TREBASELEGHE (TS)	23	1736009	5054940	11-07-1995	12
CODEVIGO (DV)	0	1743376	5014703	01-02-1992	16
MIRA (MM)	5	1743834	5038139	01-02-1992	16
VALLE AVERTO UNO (VV)	0	1746144	5026586	17-10-1997	15
CA' DI MEZZO (DI)	6	1746929	5012991	20-06-1996	11
ZERO BRANCO (ZB)	12	1747270	5053799	01-02-1992	16
CAMPAGNA LUPA (CU)	1	1747842	5030045	13-06-1991	- ¹
VILLORBA (VB)	41	1751640	5071317	01-02-1992	16
MESTRE CITTÀ (ME)	30	1754337	5041162	28-08-1987	17
SANT'ANNA DI CHIOGGIA (CH)	-1	1757558	5004230	02-02-1992	16
MOGLIANO VENETO (OG)	5	1757898	5052900	01-09-1997	10
BREDA DI PIAVE (BP)	21	1759803	5088127	01-01-1992	16
RONCADE (RC)	6	1764703	5059832	01-02-1992	16
IESOLO (IE)	1	1772386	5039725	01-02-1992	15
PONTE DI PIAVE (PT)	6	1774311	5068689	14-03-1995	12
NOVENTA DI PIAVE (NP)	2	1779548	5083479	01-02-1992	16
ERACLEA (ER)	-1	1789122	5058679	01-02-1992	16

Tabella 1 Stazioni CMR considerate

Per ogni stazione sono stati considerati i valori massimi annui misurati su intervalli temporali di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti consecutivi e di 3, 6, 12 e 24 ore consecutive. I valori sono stati forniti dal CMT a partire da serie validate, eliminando i valori relativi ad eventuali anni in cui il funzionamento della strumentazione fosse stato inferiore al 95% del totale teorico di oltre 105.000 letture annue ogni 5 minuti.

Lo scopo di un'analisi pluviometrica consiste nel determinare una stima dell'altezza di pioggia puntuale $h(T)$ di durata d ed assegnato tempo di ritorno T . Secondo quanto prescritto dalle Ordinanze del Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione del Veneto nel giorno 26 settembre 2007, il tempo di ritorno di riferimento per la verifica di invarianza idraulica è $Tr = 50$ anni.

Il metodo di analisi che si è deciso di adottare, in quanto le applicazioni ne confermano la migliore efficienza, è il metodo GEV.

La stima dell'altezza di pioggia presso la j -esima stazione $h_j(d, T)$ si esprime allora come prodotto di due termini:

$$h_j(d, T) = m_{j,d} \cdot h_d(T)$$





in cui mjd è la grandezza indice specifica per la stazione di interesse e per la durata considerata e $hd(T)$ è un fattore adimensionale, chiamato curva di crescita, che esprime la variazione dell'altezza di precipitazione di durata d in funzione del tempo di ritorno T , indipendentemente dal sito. La curva di crescita assume validità regionale ed è comune a tutte le stazioni pluviometriche appartenenti ad una data zona omogenea.

Come grandezza indice mjd viene adottata la media dei valori massimi annuali dell'altezza di precipitazione nella durata d . Tale dato è stimato dalla media campionaria delle misure effettuate presso ciascuna stazione.

Da un punto di vista operativo, per ogni durata di precipitazione il metodo si sviluppa nei seguenti passi:

1. identificazione di un'ipotesi di zone omogenee;
2. calcolo della grandezza indice come media campionaria dei dati misurati presso ciascuna stazione;
3. normalizzazione del campione di ogni sito, i cui valori sono divisi per la corrispondente media;
4. individuazione della curva di crescita tramite analisi probabilistica del campione composto dai dati normalizzati di tutte le stazioni comprese nella medesima zona omogenea;
5. verifica a posteriori dell'omogeneità delle aree precedentemente identificate mediante test statistico ed eventuale riformulazione dell'ipotesi;
6. analisi spaziale della grandezza indice ed eventuale calcolo di valori di riferimento di tale grandezza per ambiti di varia estensione.

Fase	Elaborazione svolta
1. identificazione di un'ipotesi di zone omogenee	L'intera area in esame è stata considerata come un'unica zona omogenea ai fini della curva di crescita
2. calcolo della grandezza indice	Stima della media dei massimi annui per ogni stazione e per ogni durata
3. normalizzazione del campione di ogni sito	Divisione dei valori campionari per la corrispondente media
4. regolarizzazione del campione composto dai dati normalizzati di tutte le stazioni comprese nella medesima zona omogenea	Calcolo dei parametri della distribuzione Generalized Extreme Value (GEV) tramite applicazione del metodo degli L-moments al campione di tutti i valori adimensionali relativi ad una medesima durata, e stima dei fattori di crescita per alcuni tempi di ritorno di interesse
5. verifica a posteriori dell'omogeneità delle aree precedentemente identificate	Applicazione del test statistico di omogeneità di Hosking e Wallis basato sugli L-moments
6. analisi spaziale della grandezza indice	Interpolazione spaziale mediante kriging delle medie dei massimi annui per ciascuna durata ed identificazione mediante cluster analysis di gruppi di stazioni con grandezza indice omogenea, per la generazione di un numero discreto di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica

Tabella 2 Elaborazioni svolte nell'ambito della grandezza limite

IDENTIFICAZIONE DELLE ZONE OMOGENEE AI FINI DELLA CURVA DI CRESCITA

Si considera la zona omogenea "Costiera SE".

CALCOLO DELLA GRANDEZZA INDICE CARATTERISTICA DI CIASCUNA STAZIONE

Si è scelto di adottare nello studio il dato campionario secondo i valori riportati in tabella:



Stazione	N° dati	5 min	10 min	15 min	30 min	45 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
AIGNA (AA)	16	8.4	14.3	19.2	26.8	30.1	32.0	38.9	44.4	50.1	55.7
BARBARANO VICENTINO (BB)	16	10.5	16.7	20.6	27.4	30.5	32.1	40.3	46.8	55.8	68.3
BREDA DI PIAVE (BP)	16	11.7	19.7	25.0	32.7	35.2	36.6	46.3	55.1	62.2	75.9
CA' DI MEZZO (DI)	11	9.8	16.5	20.0	27.0	30.7	35.9	47.2	51.0	57.6	64.9
CAMPAGNA L. - V.AVERTO (CU-VV)	15	10.6	18.7	23.9	34.6	39.1	41.9	60.6	70.6	80.9	93.1
CAMPODARSEGO (CM)	16	10.5	18.2	22.6	29.7	34.4	37.4	44.8	50.8	59.3	74.1
CASTELFRANCO VENETO (CF)	17	9.5	15.8	20.0	27.3	31.1	33.4	45.6	51.6	61.0	76.8
CITTADELLA (IT)	15	10.6	18.2	23.0	30.9	34.7	39.3	51.5	58.4	70.7	82.5
CODEVIGO (DV)	16	8.4	14.5	18.8	26.9	30.1	31.9	46.4	55.1	66.4	75.6
ERACLEA (ER)	16	9.4	15.2	19.2	26.2	30.9	32.8	42.9	49.0	57.8	72.7
GALZIGNANO TERME (GG)	16	9.9	16.8	21.0	29.0	33.4	35.9	46.8	54.0	64.8	75.6
GRANTORTO (GT)	16	9.6	16.1	20.6	28.7	32.9	35.5	47.4	57.2	65.7	79.0
IESOLO (IE)	15	9.4	15.8	20.3	28.6	33.5	37.6	51.4	61.0	70.8	80.2
LEGNARO (LE)	16	10.5	17.6	22.8	32.5	36.6	38.3	44.3	53.4	61.2	68.8
MESTRE CITTÀ (ME)	17	9.4	15.7	20.8	29.2	33.9	37.3	49.0	57.9	65.0	72.3
MIRA (MM)	16	10.3	17.1	21.7	29.7	34.6	36.8	45.3	56.0	67.0	81.1
MOGLIANO VENETO (OG)	10	11.8	19.4	24.6	31.9	35.2	37.8	50.9	62.2	68.8	78.6
MONTEGALDA (MT)	16	11.0	18.2	23.8	33.0	37.7	40.3	48.5	53.7	60.8	70.5
NOVENTA DI PIAVE (NP)	16	9.5	16.0	20.5	27.9	32.3	34.9	44.1	51.3	58.2	75.4
PONTE DI PIAVE (PT)	12	10.6	16.9	21.1	28.4	32.4	35.4	50.6	58.8	67.4	84.6
RONCADE (RC)	16	9.6	16.6	21.6	29.0	32.5	34.5	43.2	52.4	62.5	73.9
SANT'ANNA DI CHIOGGIA (CH)	16	9.3	15.7	19.3	28.2	34.2	38.1	51.7	62.1	71.9	83.1
TEOLO (TL)	16	10.9	17.4	21.6	28.6	32.8	35.7	44.7	53.7	64.2	74.7
TREBASELEGHE (TS)	12	9.8	16.6	21.3	31.2	36.7	40.5	48.1	54.6	62.7	82.0
VILLORBA (VB)	16	10.1	15.8	19.9	26.6	31.5	34.0	42.5	50.6	61.8	77.1
ZERO BRANCO (ZB)	16	10.9	18.6	23.7	31.8	35.0	36.3	40.1	47.0	55.9	72.0
Totale complessivo		10.1	16.9	21.4	29.4	33.5	36.2	46.6	54.6	63.6	75.7

Tabella 3 Valori medi dei massimi annui per le durate in oggetto di studio

REGOLARIZZAZIONE DEI CAMPIONI NORMALIZZATI E STIMA DELLE CURVE DI CRESCITA

I campioni normalizzati hanno permesso l'individuazione dei valori dei parametri della distribuzione GEV che meglio descrivono le caratteristiche pluviometriche regionali:

Durata	ϵ	α	ξ
5 minuti	0.881	0.230	-0.052
10 minuti	0.877	0.244	-0.065
15 minuti	0.870	0.248	-0.044
30 minuti	0.853	0.260	-0.008
45 minuti	0.846	0.262	0.011
1 ora	0.843	0.261	0.026
3 ore	0.827	0.264	0.075
6 ore	0.822	0.260	0.098
12 ore	0.826	0.253	0.100
24 ore	0.820	0.254	0.121

Tabella 4 Parametri GEV della distribuzione regionale di precipitazione

Per produrre una singola stima di altezza di precipitazione per un dato tempo di ritorno si usano le seguenti relazioni:

$$\hat{x}(T) = \varepsilon + \alpha \left[\left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right)^{-\xi} - 1 \right] / \xi$$

$$x(T) = \hat{x}(T) \cdot \mu_x$$

La prima formula calcola l'altezza adimensionale di precipitazione, mentre la seconda espressione "denormalizza" il risultato, rimoltiplicandolo per il valor medio dei massimi di precipitazione. I parametri da utilizzare nella prima espressione devono essere scelti dalla Tabella 4, mentre in Tabella 5 si riportano i risultati per alcuni tempi di ritorno significativi.

T (anni)	durata (min)									
	5	10	15	30	45	60	180	360	720	1440
2	0.965	0.965	0.960	0.949	0.943	0.939	0.925	0.919	0.921	0.915
5	1.213	1.226	1.229	1.241	1.243	1.243	1.246	1.242	1.236	1.237
10	1.370	1.388	1.400	1.433	1.444	1.449	1.475	1.476	1.466	1.476
20	1.514	1.536	1.559	1.617	1.638	1.650	1.707	1.718	1.702	1.727
30	1.595	1.618	1.648	1.722	1.751	1.768	1.846	1.865	1.847	1.881
50	1.693	1.718	1.757	1.852	1.892	1.917	2.026	2.057	2.035	2.085
100	1.822	1.847	1.901	2.028	2.084	2.121	2.280	2.333	2.306	2.382
200	1.945	1.970	2.039	2.201	2.276	2.329	2.547	2.627	2.595	2.704

Tabella 5 Curve di crescita della distribuzione GEV per la valutazione di altezze adimensionalizzate di precipitazione per tempo di ritorno

VALUTAZIONE DELL'OMOGENEITA' DELL'AREA CON IL TEST H

La valutazione a posteriori dell'omogeneità dell'area è stata effettuata mediante il test statistico H di Hosking e Wallis. Il parametro H, opportunamente calcolato, riassume il livello di omogeneità dell'area, che risulta accettabilmente omogenea per $H < 1$. I risultati del test sono riportati in Tabella 6.

Durata	V	valore atteso di V	deviazione standard di V	H
5 minuti	$1.212 \cdot 10^{-3}$	$1.096 \cdot 10^{-3}$	$0.339 \cdot 10^{-3}$	0.339
10 minuti	$1.128 \cdot 10^{-3}$	$0.951 \cdot 10^{-3}$	$0.264 \cdot 10^{-3}$	0.668
15 minuti	$1.345 \cdot 10^{-3}$	$1.205 \cdot 10^{-3}$	$0.349 \cdot 10^{-3}$	0.400
30 minuti	$1.562 \cdot 10^{-3}$	$1.832 \cdot 10^{-3}$	$0.582 \cdot 10^{-3}$	-0.484
45 minuti	$1.417 \cdot 10^{-3}$	$1.736 \cdot 10^{-3}$	$0.497 \cdot 10^{-3}$	-0.842
1 ora	$1.430 \cdot 10^{-3}$	$1.794 \cdot 10^{-3}$	$0.500 \cdot 10^{-3}$	-0.728
3 ore	$2.928 \cdot 10^{-3}$	$3.628 \cdot 10^{-3}$	$1.875 \cdot 10^{-3}$	-0.374
6 ore	$2.758 \cdot 10^{-3}$	$3.931 \cdot 10^{-3}$	$2.165 \cdot 10^{-3}$	-0.543
12 ore	$2.758 \cdot 10^{-3}$	$2.841 \cdot 10^{-3}$	$0.972 \cdot 10^{-3}$	-0.085
24 ore	$2.197 \cdot 10^{-3}$	$3.036 \cdot 10^{-3}$	$1.176 \cdot 10^{-3}$	-0.713

Tabella 6 Risultati del test di H

Il campione è omogeneo.



ANALISI DELLA DISTRIBUZIONE SPAZIALE DELLE MEDIE DEI MASSIMI ANNUALI

Le interpolazioni spaziali della grandezza indice, individuata nella media dei massimi annui, consentono di comprendere come essa vari nella regione considerata.

Dall'analisi svolta è risultato in particolare che la media dei valori massimi annui presenta variazioni modeste per precipitazioni di durata fino a un'ora.

3.2.3. Calcolo delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento

Gli elementi proposti ai punti precedenti permettono una valutazione delle altezze di pioggia attese per ciascuna delle dieci durate considerate. Da tali stime è necessario elaborare la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica a due parametri:

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

In questo studio la curva segnalatrice è calcolata con riferimento ad un'area omogenea, a favore di sicurezza si considera anche la stazione di Mira assegnata al raggruppamento "Costiero SE", nelle linee guida questo caso viene denominato "Ipotesi B".

CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA
Protocollo Arrivo N. 65589/2026 del 25-09-2026
Allegato 3 - Class. 12.3.0 - Copia Del Documento Firmato Digitalmente

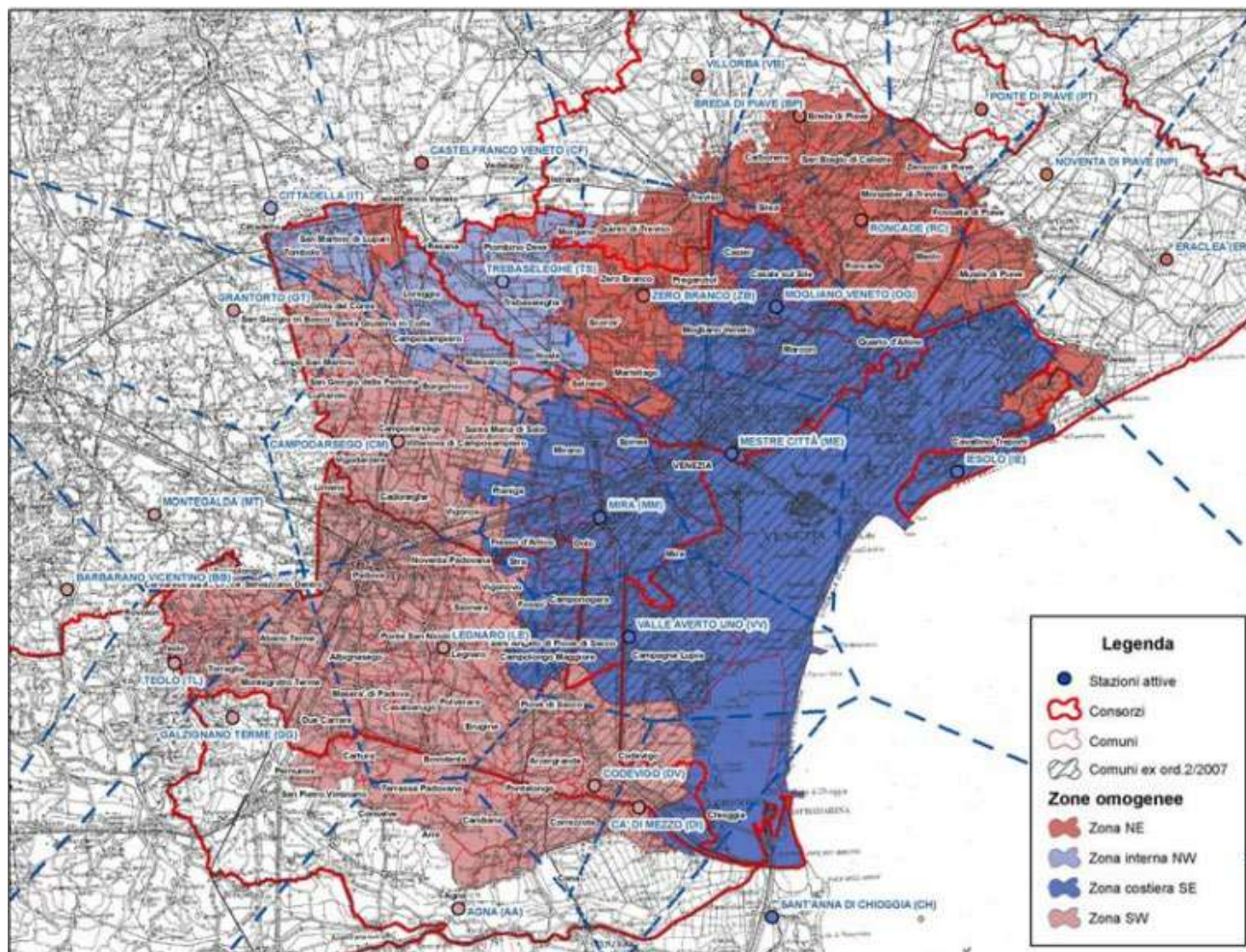


Figura 8 Ripartizione dei comuni tra le quattro zone omogenee individuate dall'ipotesi B

3.2.4. Curve segnalatrici per la zona costiera e lagunare (IPOTESI B, inclusa stazione di Mira)

Stazioni: Sant'Anna di Chioggia (CH), Isole (IE), Mestre (ME), Mogliano Veneto (OG), Valle Averte (VV), Mira (MM)

Grandezze indice:

Durata (min)	5	10	15	30	45	60	180	360	720	1440
h	10.022	16.906	21.553	30.249	35.020	38.236	51.389	61.443	70.688	81.369

Valori attesi di precipitazione:

T (anni)	durata (min)									
	5	10	15	30	45	60	180	360	720	1440
2	9.7	16.3	20.7	28.7	33.0	35.9	47.5	56.5	65.1	74.4
5	12.2	20.7	26.5	37.5	43.5	47.5	64.1	76.3	87.4	100.7
10	13.7	23.5	30.2	43.4	50.6	55.4	75.8	90.7	103.6	120.1
20	15.2	28.0	33.6	48.9	57.4	63.1	87.7	105.5	120.3	140.5
30	16.0	27.4	35.5	52.1	61.3	67.6	94.9	114.6	130.5	153.1
50	17.0	29.0	37.9	56.0	66.3	73.3	104.1	126.4	143.9	169.7
100	18.3	31.2	41.0	61.3	73.0	81.1	117.2	143.3	163.0	193.8
200	19.5	33.3	44.0	66.6	79.7	89.0	130.9	161.4	183.4	220.0

Parametri della curva segnalatrice:

T	a	b	c
2	20.3	12.0	0.821
5	27.2	13.5	0.820
10	31.4	14.4	0.816
20	35.2	15.3	0.809
30	37.2	15.8	0.805
50	39.7	16.4	0.800
100	42.8	17.3	0.791
200	45.6	18.2	0.783

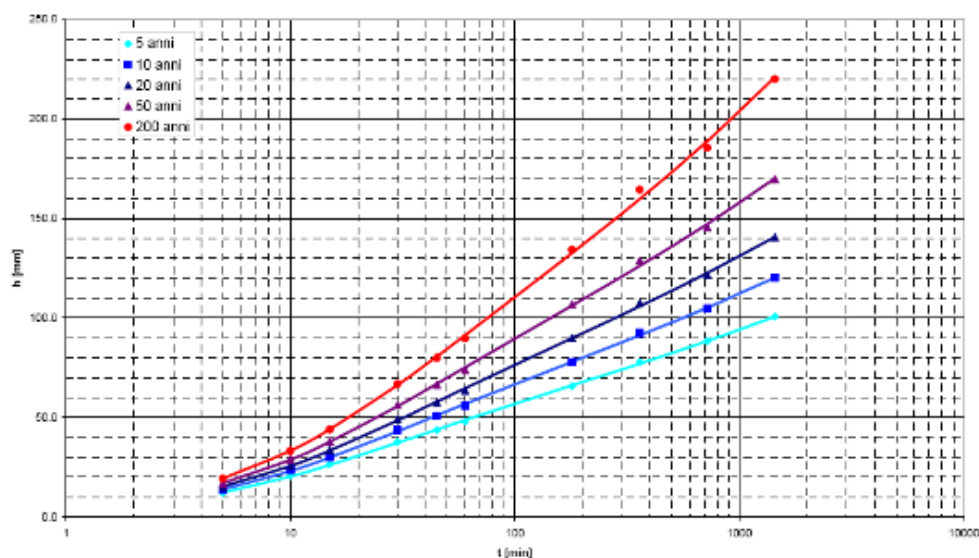


Figura 9 Curve segnalatrici a tre parametri

3.2.5. Curve segnalatrici a due parametri

Si forniscono i parametri delle curve segnalatrici tarate su intervalli di cinque dati, per i vari tempi di



ritorno. I tempi t devono essere espressi in minuti. Il risultato è in millimetri. L’ipotesi considerata è l’ipotesi B: Mira appartenente al raggruppamento costiero – lagunare.

Zona costiera-lagunare con Mira																		
T	tp~15 minuti			tp~30 minuti			tp~45 minuti			tp~1 ora			tp~3 ore			tp~6 ore		
	da 5 min a 45 min			da 10 min a 1 ora			da 15 min a 3 ore			da 30 min a 6 ore			da 45 min a 12 ore			da 1 ora a 24 ore		
anni	a	n	Δ	a	n	Δ	a	n	Δ	a	n	Δ	a	n	Δ	a	n	Δ
2	4.3	0.554	5.9%	6.1	0.441	2.9%	9.1	0.328	4.5%	11.8	0.267	1.2%	13.1	0.247	1.1%	14.2	0.230	1.5%
5	5.2	0.576	5.8%	7.4	0.465	3.0%	11.1	0.348	4.8%	14.8	0.281	1.4%	16.8	0.254	1.5%	18.5	0.236	1.8%
10	5.7	0.590	5.6%	8.0	0.482	3.1%	12.1	0.363	4.9%	16.4	0.293	1.5%	18.9	0.263	1.8%	21.1	0.242	2.1%
20	8.2	0.603	5.4%	8.5	0.499	3.1%	13.0	0.378	5.0%	17.7	0.308	1.6%	20.7	0.272	2.1%	23.4	0.250	2.4%
30	8.4	0.610	5.2%	8.8	0.508	3.1%	13.4	0.387	5.0%	18.4	0.313	1.7%	21.7	0.278	2.3%	24.6	0.255	2.6%
50	6.7	0.619	5.0%	9.1	0.520	3.1%	13.8	0.399	5.0%	19.1	0.324	1.7%	22.8	0.286	2.5%	26.0	0.261	2.8%
100	7.0	0.630	4.8%	9.4	0.536	3.1%	14.3	0.415	5.1%	19.9	0.338	1.8%	24.1	0.297	2.9%	27.8	0.271	3.1%
200	7.3	0.642	4.5%	9.7	0.552	3.1%	14.7	0.431	5.1%	20.6	0.353	1.8%	25.3	0.309	3.2%	29.5	0.280	3.4%

CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA
Protocollo Arrivo N. 65589/2026 del 25-09-2026
Allegato 3 - Class. 12.3.0 - Copia Del Documento Firmato Digitalmente

3.2.6. Determinazione dei pluviogrammi di progetto

Lo ietogramma utilizzato per la presente relazione è rettangolare. La tabella seguente riporta per varie durate di pioggia l'altezza di precipitazione totale in millimetri e l'intensità di pioggia espressa in millimetri all'ora calcolate secondo gli ietogrammi rettangolari dei quali, a titolo esemplificativo, ne vengono riportati tre nella figura seguente.

TEMPO DI PIOGGIA	ALTEZZA DI PRECIPITAZIONE	INTENSITA'
minuti	millimetri	millimetri/ora
5	15,41	185
15	33,43	134
30	48,29	97
45	57,47	77
60	64,03	64
90	73,22	49
120	79,71	40
150	84,73	34
180	88,85	30

Figura 10 Altezza di precipitazione totale e intensità di pioggia espresse rispettivamente in millimetri e millimetri all'ora per varie durata di pioggia, per la zona omogenea SE

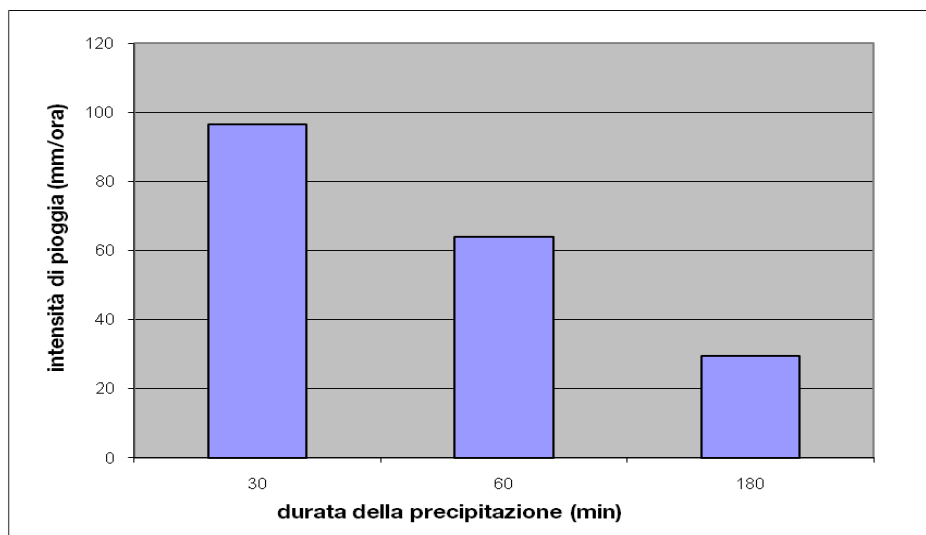


Figura 11 Ietogrammi di piogge di durata 30, 60 e 180 minuti e tempo di ritorno 50 anni, zona Costiera SE



3.3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

L'intervento ha superficie suddivisa in due aree:

AREA 1 = 52.633 m²

AREA 2 = 3.828 m²

Lo stato di fatto si presenta come un ambito diversamente urbanizzato a seconda dell'area che si prende in considerazione; nello specifico si ha:

- **AREA 1:** sul primo fronte dell'edificio sono presenti alcuni edifici sottoposti a vincolo monumentale e complessivamente l'area è densamente edificata tranne che per la parte nord che attualmente si configura come area a verde.
- **AREA 2:** l'area 2 è caratterizzata dalla presenza di altri immobili connessi all'attività ospedaliera e nel complesso non risulta fortemente impermeabilizzata.

Per ognuna delle due aree di intervento è stato individuato il coefficiente di deflusso dello stato di fatto; detto coefficiente rappresenta il rapporto fra il volume totale di deflusso ed il volume totale di pioggia caduto sul bacino.

Il coefficiente di deflusso varia da evento a evento secondo l'altezza totale di pioggia e l'umidità iniziale del suolo; tuttavia nella pratica progettuale conviene, ponendosi a favore della sicurezza, far riferimento ad eventi critici che si presentino in un contesto di elevata umidità iniziale del suolo rendendo così il coefficiente di deflusso un valore costante.

Nella suddivisione delle aree e nell'individuazione dei rispettivi coefficienti di deflusso si sono fatte le seguenti considerazioni:

- All'area occupata dall'edificio, e comunque assimilabili a superfici impermeabili è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,9;
- All'area occupata da pavimentazioni drenanti è attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,6 caratteristico di superfici semi permeabili;

Alle restanti aree a verde è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,2 ritenendo che queste siano totalmente permeabili e non essendo queste direttamente collegate alla rete di smaltimento acque meteoriche.

Il riepilogo dei coefficienti di deflusso calcolati per lo stato di fatto è il seguente:



AREA 1:

Tabella 7:Calcolo del coefficiente di deflusso per lo stato di fatto-Area 1

STATO DI FATTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	ϕ
impermeabile	14190.00	0.9
semipermeabile	0.00	0.6
verde	38443.00	0.2
Totale area	52633.00	0.39

AREA 2:

Tabella 8:Calcolo del coefficiente di deflusso per lo stato di fatto-Area 2

STATO DI FATTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	ϕ
impermeabile	1592.00	0.9
semipermeabile	0.00	0.6
verde	2236.00	0.2
Totale area	3828.00	0.49



3.4. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA RETE DI DRENAGGIO ACQUE METEORICHE

Il progetto prevede il recupero del patrimonio edilizio di pregio e la possibilità di realizzare nuove edificazioni con le seguenti modalità:

- nuova costruzione nel rispetto della SLP massima complessiva fissata;
- ristrutturazione degli edifici esistenti, con trasformazione degli interni per adeguamento degli stessi alle nuove funzioni, nel rispetto delle caratteristiche principali di facciata;
- ristrutturazione degli edifici esistenti con sopraelevazione.

AREA 1:

STATO DI PROGETTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	ϕ
impermeabile	20485.00	0.9
semipermeabile	8125.00	0.6
verde	24023.00	0.2
Totale area	52633.00	0.53

AREA 2:

STATO DI PROGETTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	ϕ
impermeabile	1724.00	0.9
semipermeabile	0.00	0.6
verde	2104.00	0.2
Totale area	3828.00	0.51

Il passo successivo è stato quello di calcolare attraverso il metodo di Nash gli idrogrammi di piena per le piogge critiche aventi tempo di ritorno di 50 anni incidenti nelle aree di intervento.

La pioggia a cui si fa riferimento è quella di durata pari al tempo di corrivazione per ognuna delle due

aree di intervento.

Qui di seguito si riportano gli idrogrammi di calcolo:

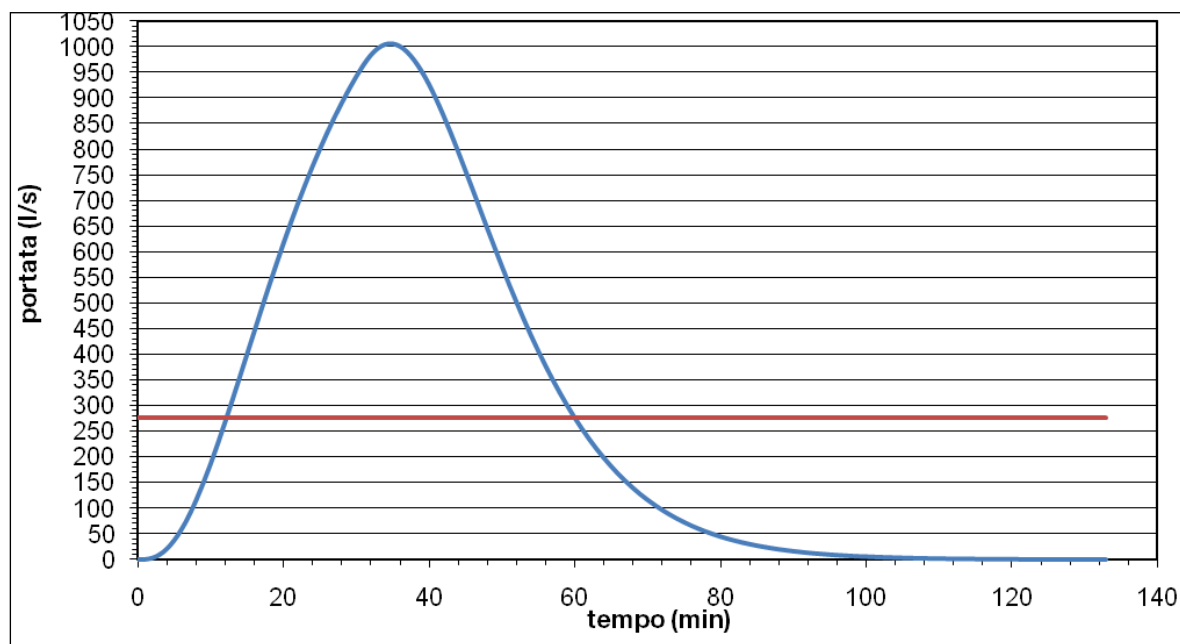


Figura 12 Idrogramma di picco per l'AREA 1

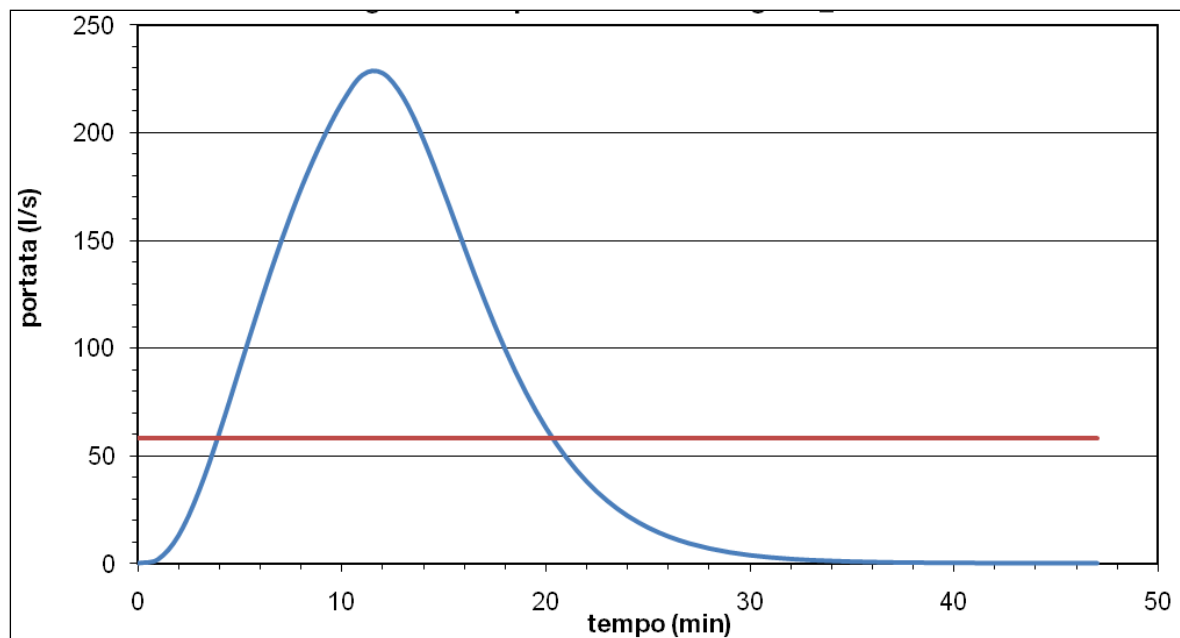


Figura 13 Idrogramma di picco per l'AREA 2

Le portate massime e medie così calcolate sono le seguenti:

- Area 1: portata media: 276,7 l/s
portata di picco: 1006,6 l/s
- Area 2: portata media: 58,4 l/s
portata di picco: 227,4 l/s

3.5. QUADRO GENERALE DEGLI ELEMENTI DELLE RETI DI DRENAGGIO

Il recettore di scarico delle acque meteoriche che ricadono sulle aree di intervento sarà costituito da trincee drenanti che avranno il compito di disperdere le acque bianche e laminare le portate in eccesso:

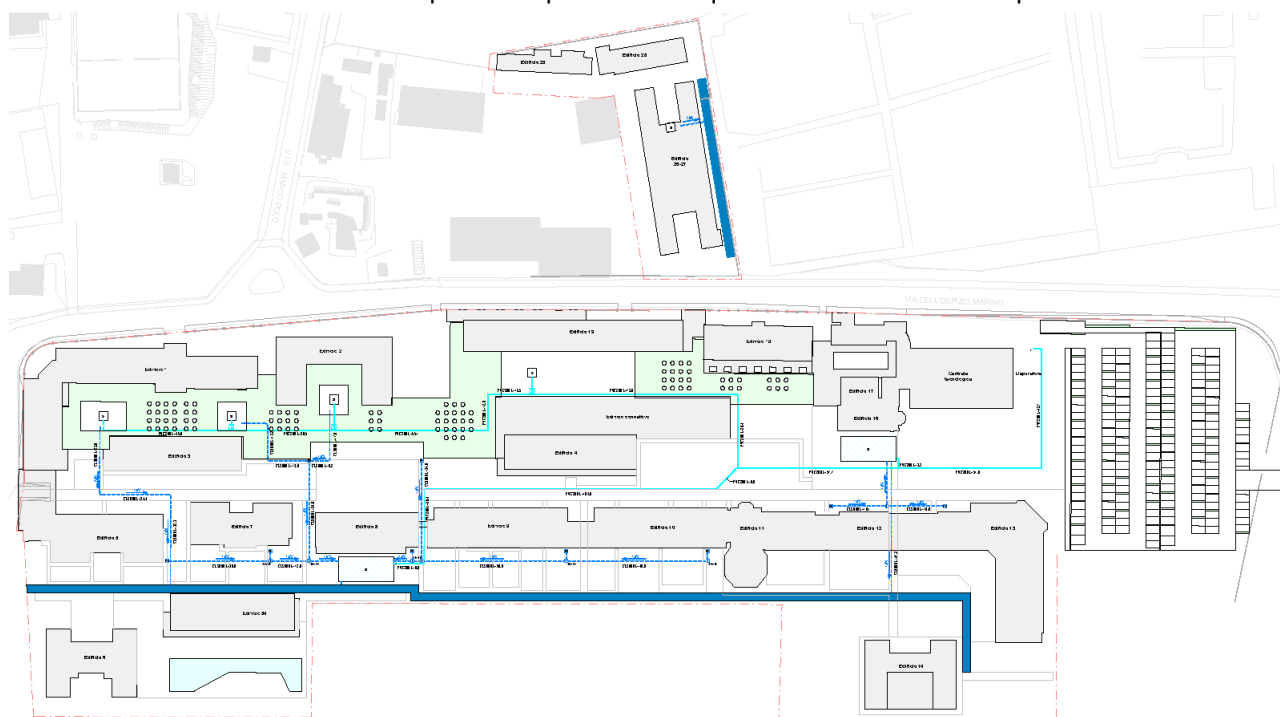


Figura 14 Distribuzione delle trincee drenanti

TRINCEA DRENANTE

SEZIONE

SCALA 1 : 50

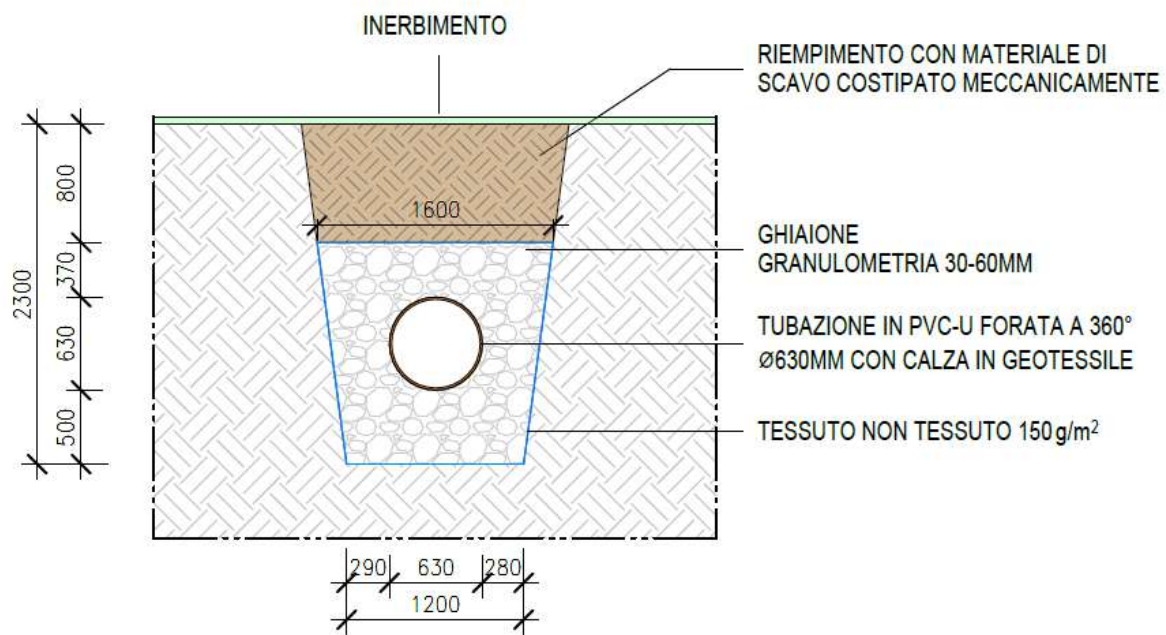


Figura 15 Sezione tipo trincea drenante

3.6. VOLUME DI INVASO E LAMINAZIONE DELLE PORTATE DI ORIGINE METEORICA

Il calcolo dei volumi richiesti per la laminazione è effettuato valutando il bilancio tra portate entranti gli afflussi meteorici e la portata uscente tramite sistema disperdente.

Viene considerata la precipitazione che fornisce il massimo afflusso per ciascuna durata, in funzione delle curve di possibilità pluviometrica individuate per un tempo di ritorno di 50 anni.

In merito alla portata uscente si considera il sistema disperdente con riferimento al tempo di ritorno di 50 anni, in ragione della precisione progettuale d'invarianza delle portate infiltranti e come previsto dalla D.G.R. 2948/2009.

La portata scaricata dall'area di studio è stata limitata al valore massimo calcolato alle condizioni attuali e pertanto in rapporto all'aumento dell'impermeabilità dell'area prevista in progetto, sarà necessaria la realizzazione di invasi per la laminazione della portata generata durante gli eventi pluviometrici più intensi. Questi invasi saranno costituiti dal volume d'acqua accumulabile nelle trincee drenanti.



3.7. DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI PRIMA PIOGGIA

Ai sensi dell'art. 39, comma 2 delle Norme Tecniche di Attuazione (NTA) del Piano Regionale di Tutela delle Acque, è stato previsto il frazionamento della rete di raccolta e trattamento delle acque in modo che la stessa risulti limitata alle zone dove effettivamente ricorrono le circostanze di cui al comma 1. In particolare:

- le acque di prima pioggia; raccolte in apposito serbatoio interrato stagno e successivo invio all'impianto di depurazione previo trattamento di dissabbiatura e disoleazione;
- le acque di seconda pioggia e le acque prodotte dal dilavamento delle superfici del parcheggio saranno recapitate recapitate al suolo tramite condotta disperdente, previo trattamento di disoleatura in apposita vasca interrata.

Le acque meteoriche ricadenti sulla superficie esterna del parcheggio confluiranno, tramite apposita rete separata, ad un pozzetto scolmatore in cui avverrà la selezione tra le acque di prima pioggia e le acque di seconda pioggia.

Tale separazione sarà attuata in ragione della diversa quota altimetrica tra le tubazioni di raccolta acque meteoriche e l'ingresso della vasca di prima pioggia.

Tra il pozzetto scolmatore e la vasca di prima pioggia è prevista l'installazione di una valvola elettroattuata che consente l'interruzione del riempimento della vasca di prima pioggia al raggiungimento del volume stabilito di 20 m³. Il posizionamento di tale valvola elettroattuata è necessario in quanto la rete di raccolta delle acque meteoriche funge anche da invaso per l'invarianza idraulica dell'intervento in progetto. Senza questo dispositivo in ragione del diverso livello idraulico la vasca di prima pioggia raccoglierebbe anche quota parte delle acque di seconda pioggia.

I pozzetti prefabbricati di raccordo saranno realizzati in calcestruzzo armato ad alta resistenza per assicurare l'assenza di perdite e d'infiltrazioni nel terreno, con copertura carrabile e chiusini d'ispezione in ghisa sferoidale di classe di resistenza D400.

Con il termine "acque di prima pioggia" vengono definite le quantità di acqua piovana precipitata nei primi 15 minuti dell'evento meteorico, per tali quantità viene definito un valore di riferimento che è di 5 mm in tutta la superficie interessata.

Zona area scoperta	Superfici m ²	Volume richiesto di prima pioggia m ³
Superficie pavimentata e viabilità	3993	~20

Tabella 9 Volume di prima pioggia

All'interno della vasca di prima pioggia sarà installata un'elettropompa di svuotamento che invierà il liquido alla successiva vasca di disoleazione interrata.

Nella vasca di prima pioggia l'attività di depurazione avverrà mediante il principio della sedimentazione delle sostanze solide sospese. La fase finale del trattamento sarà effettuata all'interno del comparto disoleazione, mediante un filtro a coalescenza che consentirà l'eliminazione di eventuali sostanze quali oli ed idrocarburi.

In uscita dalla sezione di disoleazione è previsto un pozzetto fiscale per il controllo del rispetto dei limiti di





accettabilità dello scarico.

4. DEFINIZIONE RACCOLTA DELLE ACQUE REFLUE

La raccolta delle acque reflue a servizio del nuovo comparto sarà costituita da condotte in PEAD con diametro DN 250 e pendenza del 6 per mille. Si prevede un funzionamento della rete per gravità sino alla stazione di pompaggio principale posta in posizione baricentrica all'insediamento. Il refluò verrà rilanciato dall'impianto di sollevamento verso il depuratore a servizio dell'area. Per gli edifici 6 e 14, posti a quota altimetrica inferiore rispetto alla dorsale di raccolta principale, è prevista l'installazione di stazioni di rilancio in PEAD con trituttore che rilanceranno il refluò alla rete a gravità.

Data la quota di scorrimento del recapito, le condotte presenteranno un minimo grado di ricoprimento: la durabilità sarà garantita da un adeguato ricoprimento in calcestruzzo dove necessario.

Per il dimensionamento della rete di acque nere e dei suoi componenti si è fatto affidamento alle indicazioni di progetto in merito a destinazione d'uso dei singoli ambienti nonché alla massima capacità in termini di affluenza e superficie a disposizione, mantenendo comunque un certo margine di capacità nel caso dovessero mutare alcuni parametri di calcolo.

Edificio	Locali	N. max. utilizzatori contemporanei	Coeff.	Ab. Eq.
Uffici	Posti di lavoro	900	0.33	300
Residenze	Abitazioni	640	1.00	640
Teatro Marinoni	Sala teatrale	150	0.03	5
	Sale piano 1*	60	0.03	2
	Sale piano 2*	60	0.03	2
Ristorante/bar	Ristorante	72	0.33	24
	Bar	35	0.14	5
Asilo/Biblioteca	Asilo	30	0.10	3
	Biblioteca	60	0.10	6
Palestre	Palestra 1	30	0.10	3
	Palestra 2	30	0.10	3
TOTALE		2067		993

Per il calcolo delle portate derivanti dalla presenza di personale e residenti negli edifici, sono state adottate le seguenti relazioni:

$$Q_m = N \times d_p / (86400) = 993 \times 250 / 86400 = 2.87 \text{ l/s}$$



Dove :

N = numero di utenti equivalenti

dp = dotazione idrica giornaliera 250 l/A.E.xgiorno

Per il dimensionamento si applica la formula di Chézy per deflussi di correnti a pelo libero in moto uniforme turbolento:

$$v = \chi \sqrt{R i}$$

con: v [m/s]: velocità media del fluido

χ [m^{1/2}/s]: parametro di Chézy (coefficiente di conduttanza)

R [m]: raggio idraulico

i : pendenza del canale

Il parametro di Chézy è determinato con la formula empirica di Gaukler-Strickler:

$$\chi = k_s R^{\frac{1}{6}}$$

La minima velocità di transito del refluo in condizioni ordinarie non deve scendere aldisotto di 0.5 m/s per evitare accumulo di sostanze solide che possono ridurre la sezione od ostruire. Si riporta il calcolo della minima velocità calcolato con il valore di portata media Q=2.87 l/s:

Verifica della velocità minima		
v	0.50	m/s
X	48.56	m ^{0.5} /s
R	0.018	m
i	0.006	
ks	95	m ^{0.33} /s

La verifica è superata.

5. TRATTAMENTO DELLE ACQUE REFLUE – DEPURATORE

L'impianto di depurazione è necessario in quanto la potenzialità complessiva supera abbondantemente la soglia dei 100 A.E.

LOCALE TECNICO DEPURATORE

PIANTA PIANO INTERRATO

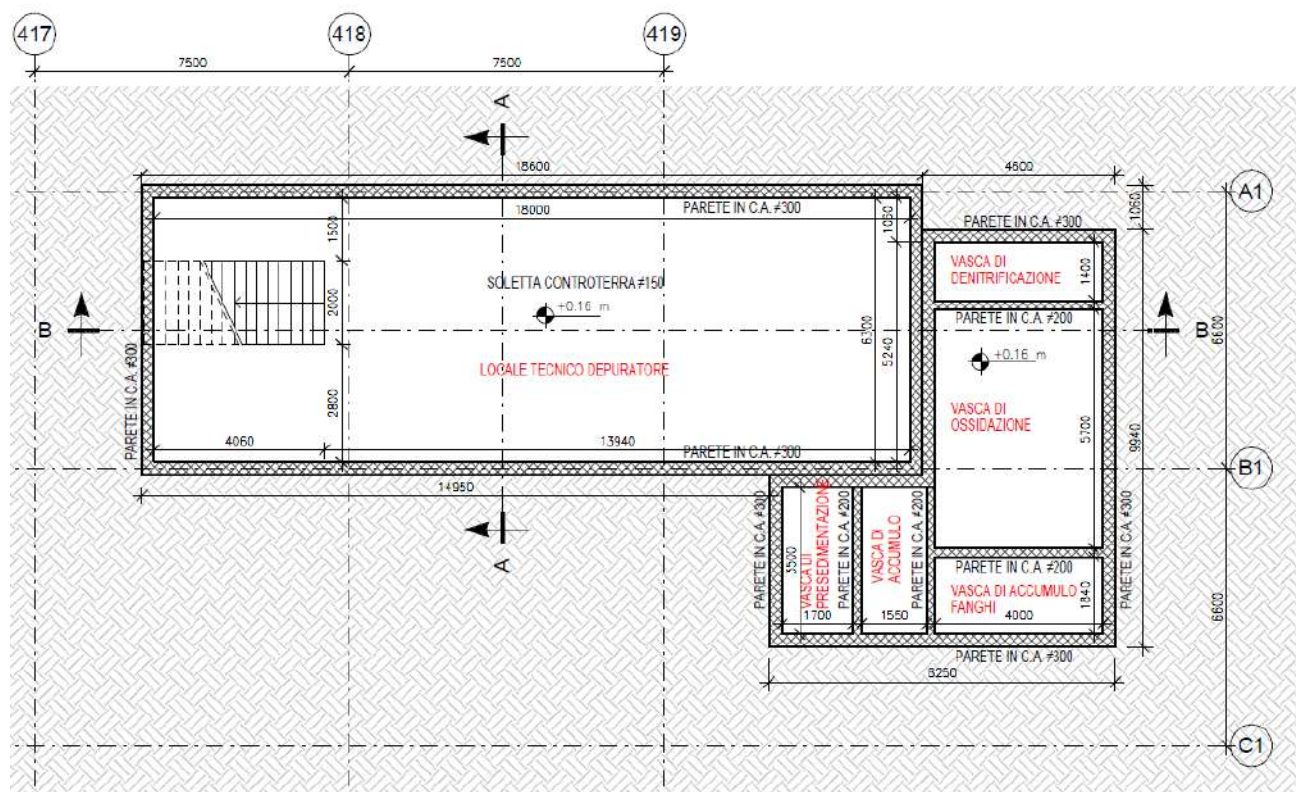


Figura 16 Pianta - Schema distributivo impianto di depurazione e vasche

L'impianto previsto è di tipo biologico a fanghi attivati che sfrutta una recente tecnologia denominata MMF (Membrane bio-system Mix Flow), che si basa su processi a membrana largamente utilizzati nel comprensorio veneziano del centro storico e isole (oltre 130 impianti).

Tale tecnologia permette di conseguire un notevole risparmio energetico rispetto agli impianti MBR tipo side-stream (impianti a membrane esterne), nonché i seguenti vantaggi:

- alta resa di ossigenazione in vasca di ossidazione, da rendere superfluo o comunque estremamente ridotto l'utilizzo del sistema convenzionale di aerazione con soffiante e diffusori
- ridurre significativamente lo sporco delle membrane e quindi gli interventi per il lavaggio
- sensibile diminuzione delle perdite di carico del sistema che permettono quindi di lavorare a basse pressioni; ciò comporta: a) riduzione dei costi energetici per il pompaggio, b) riduzione di rotture accidentali delle membrane
- aumento del flusso di permeato prodotto dalle membrane dovuto al grado di vuoto applicato dal lato



permeato.

Oltre ai vantaggi della scelta di un sistema side-stream (membrane esterne al reattore) rispetto ad un sistema con membrane sommerse, che sono:

- Una produzione di fanghi di supero inferiore e quindi costi di smaltimento e manodopera più ridotti.
- una maggiore igiene e praticità durante il funzionamento dell'impianto: infatti con la configurazione side-stream non è necessario installare un sistema di filtrazione meccanica, per la separazione di materiali con dimensioni medie superiori a 1-2 mm. Questa sezione di trattamento crea indubbiamente enormi problemi a livello gestionale, di sicurezza e di igiene: il sistema blocca, oltre al materiale grossolano inerte, anche una non trascurabile quantità di materiale biodegradabile - specialmente nel caso di realizzazione di una rete fognaria a monte del tipo a gravità - che viene raccolto nella vasca del grigliato, dove possono pertanto innescarsi fenomeni di putrefazione con odori e contaminazione dell'ambiente. In tal senso durante le operazioni di manipolazione per il confezionamento del materiale grigliato e lo smaltimento finale si riscontrano grossi problemi.
- Operazioni di lavaggio delle membrane molto più semplici e meno frequenti: è noto che le membrane sommerse si sporcano più facilmente delle membrane che lavorano con flusso tangenziale a causa del deposito di uno strato di fango concentrato sulla loro superficie, per cui i lavaggi richiesti per la pulizia sono più frequenti.
- Maggiore semplicità nella manutenzione delle membrane: la manutenzione delle membrane sommerse risulta particolarmente onerosa rispetto a quella necessaria per mantenere l'efficienza delle membrane di tipo side-stream: si devono estrarre le membrane dalla vasca con tutti i problemi gestionali e di impatto ambientale, sporcamento, etc.
- Condizioni igienico-sanitarie ed ergonomiche ottimali, data la possibilità di intervenire sui moduli di ultrafiltrazione senza il contatto dell'operatore con i fanghi ed i liquami,

si aggiunge pertanto anche il fatto che il consumo energetico del nuovo impianto MMF si equivale alla suddetta configurazione con membrane sommerse.

5.1. OBIETTIVI DELLA DEPURAZIONE

Con riferimento ai dati di progetto l'impianto è dimensionato per dare le garanzie di cui alla:

DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE n. 1023 del 17 luglio 2018

Modifica del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto in materia di aree di salvaguardia delle acque destinate al consumo umano, adeguamento terminologia, aggiornamento di riferimenti temporali ed adeguamento di alcune disposizioni relative agli scarichi.

Le acque depurate verranno raccolte in vasche per essere riutilizzate ai fini irrigui del verde delle due aree. Per essere utilizzate ai fini irrigui l'impianto dovrà garantire i limiti disposti dal Decreto 12.6.2023, n. 185 "Regolamento recante norme tecniche per il riutilizzo delle acque reflue in attuazione dell'art. 26, comma 2, del decreto legislativo 11 maggio 1999, n. 152". In accordo con la citata normativa si prescrive che:



- la destinazione d'uso è irrigua a fini non alimentari come definito all'art. 3;
- dovrà essere previsto piano di monitoraggio da parte titolare della rete di distribuzione che dovrà trasmettere i dati raccolti alla Regione con cadenza annuale.

L'impianto dovrà essere in grado di ricevere e di trattare le acque delle condense grassi.

5.2. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO DEI REFLUI

L'impianto è composto dalle seguenti sezioni:

- pretrattamenti/accumuli specifici dei reflui da trattare;
- trattamento chimico-fisico;
- sezione di filtrazione;
- disidratazione fanghi;
- accumulo e riutilizzo dell'acqua depurata;
- sezione di finissaggio per l'utilizzo nel sistema di irrigazione.

Il sistema di depurazione scelto prevede il trattamento dei reflui in un reattore a "batch" mediante sequenze cicliche che si ripetono automaticamente.

Tale sistema di depurazione offre i seguenti vantaggi:

- offre le maggiori garanzie per quanto riguarda la qualità dell'effluente in uscita dall'impianto;
- il trasferimento del refluo stoccato nella vasca di sollevamento può essere effettuato con qualsiasi portata; si evita in tal modo di dover effettuare delle regolazioni di portata sulla mandata della pompa di alimentazione evitando di conseguenza rischi di intasamento o staratura della portata con conseguenti scompensi sul sistema di depurazione;
- il dosaggio dei reagenti necessari per ogni ciclo di trattamento del refluo avviene in un tempo limitato e su un medio di acque di scarico; tale circostanza evita, rispetto ad un tradizionale sistema di depurazione in continuo, di dover effettuare dei sovradosaggi di reagenti dovuti a inevitabili punte di carico inquinante;
- al termine di ogni ciclo di lavoro il carico viene completamente svuotato dal reattore; questa soluzione consente di evitare il ristagno dei fanghi per lunghi periodi di tempo all'interno del reattore (cosa che accade nei piccoli impianti chimico-fisici in continuo con sedimentatore), e quindi il possibile rischio di inizio di fenomeni putrefattivi del fango, conseguente risalita in superficie e relativa fuoriuscita;
- l'allontanamento rapido dei fanghi riduce inoltre la possibile emanazione di odori molesti causati dall'innesco di processi di putrefazione;
- è richiesto un impiego ridotto di manodopera per l'elevata automatizzazione del sistema.



5.3. PRESEDIMENTAZIONE

Le acque in uscita dalle cucine dei ristoranti, hotel/ bar sono preventivamente trattate in adeguate vasche condensagrassi.

Le acque reflue di origine domestica provenienti dai vari edifici del complesso, assieme alle acque degrassate, vengono raccolte da una rete fognaria dotata di stazioni di sollevamento e rilanciate in pressione alla vasca depuratore, suddivisa internamente in vari bacini.

In particolare, i reflui in ingresso al depuratore vengono immessi in una prima vasca di presedimentazione, dotata di pozzetto rompi-flusso in testa, in CA completamente interrata.

La funzione della presedimentazione è di rimuovere il materiale grossolano presente nei reflui da trattare. In tal modo si ottiene un miglioramento significativo della gestione dell'impianto eliminando, in abbinamento ad una successiva griglia statica inserita all'interno della vasca di ossidazione biologica, la necessità di ricorrere ad una griglia in testa all'impianto stesso.

La vasca va periodicamente vuotata ed il contenuto smaltito tramite ditta autorizzata.

Dalla vasca di presedimentazione i reflui da trattare entrano - attraverso uno stramazzo - nella successiva vasca di accumulo.

5.4. ACCUMULO REFLUI

In questa vasca vengono accumulate le punte di carico idraulico eccedenti la portata di trattamento della sezione di ultrafiltrazione. Dal fondo della vasca i reflui vengono prelevati da n° 2 elettropompe sommergibili, ciascuna avente portata e prevalenza sufficiente a garantirne il trasferimento nella successiva sezione di ossidazione. L'asservimento graduale e automatico delle pompe avviene tramite misuratore di livello del tipo a pressione idrostatica.

Un dispositivo di commutazione a quadro, che interviene ogni qualvolta il misuratore di livello dà il consenso per l'avvio di una pompa, permette inoltre il funzionamento alternato delle due unità allo scopo di garantire un'usura omogenea delle macchine e dei relativi organi d'avviamento.

Le pompe a servizio della vasca di accumulo possono essere utilizzate anche come sistema di by-pass forzato dell'impianto di depurazione. In mandata delle due pompe è installato un sistema di due valvole automatiche che intercettano altrettante linee:

- una linea che alimenta la vasca di ossidazione biologica;
- una seconda linea di by-pass, utilizzata esclusivamente nei casi di emergenza, che invia i reflui direttamente allo scarico nel caso si verificassero delle anomalie che pregiudicano il funzionamento dell'impianto.

In caso di mancanza di energia elettrica o di avaria dell'impianto, le due pompe a servizio della vasca ed il sistema di valvole automatiche di by-pass si attivano in ogni caso perché sotto gruppo



soccorritore/elettrogeno a servizio dell'isola, e pompano il liquame attraverso la linea di by-pass direttamente allo scarico. In questo modo le acque reflue scaricate per by-pass hanno comunque subito un pretrattamento di rimozione dei corpi grossolani.

5.5. REATTORE DI OSSIDAZIONE BIOLOGICA A FANGHI ATTIVI

Le acque inquinate sollevate dalla pompa di cui al punto precedente vengono inviate in una vasca in CA, completamente interrata, contenente la miscela aerata di fanghi attivi e nella quale avviene la biodegradazione della frazione del carico organico (BOD5) tramite fornitura di aria.

Il volume del reattore permette di lavorare ad un fattore Fc di carico organico inferiore a 0,10 kgBOD5/kgVSS/d, tipico dell'intervallo dei processi di "ossidazione totale" (extended aeration). Tale scelta di Fc garantisce, oltre a rese di rimozione del carbonio organico molto elevate, anche una spinta mineralizzazione del fango biologico, con eliminazione di problemi legati all'emissione di odori molesti, in tutti i periodi dell'anno.

L'ossigenazione a servizio del reattore biologico viene garantita da un flusso d'aria che viene immesso in pressione nei fanghi nella sezione di ultrafiltrazione, e che perviene in vasca tramite il flusso di concentrato in ricircolo.

In vasca sono installati:

- un misuratore di livello;
- una griglia statica di sicurezza per il confinamento di eventuale materiale grossolano;
- un miscelatore sommersibile;
- un tubo diffusore sul fondo che ricircola la miscela fanghi-aria di ritorno dalle membrane di ultrafiltrazione;
- una pompa sommersibile che alimenta la sezione di ultrafiltrazione;
- una sonda di misura dell'ossigeno disciolto, come prescritto dal M.I.T. – ex Magistrato alle Acque per impianti di potenzialità superiore ai 250 A.E.
- La vasca è inoltre dotata di tubazione di sfiato dell'aria insufflata dal compressore, che convoglia l'aria sopra il tetto dell'edificio attiguo.

5.6. SEZIONE DI ULTRAFILTRAZIONE PER LA SEPARAZIONE DELLA BIOMASSA

La massa di fanghi attivi contenuta nella vasca di ossidazione viene prelevata dalla pompa sommersibile dedicata ed inviata ad una linea di ultrafiltrazione per la separazione dell'acqua depurata dai fanghi attivi (configurazione tipo "sidestream").

La massa di fanghi attivi viene filtrata su una unità a cestello con sistema di pulizia/scarico automatico. Il filtro è completo di scarico automatico che permette di inviarne il contenuto alla sezione di accumulo fanghi





o, in alternativa, di riciclarlo in ossidazione. Il filtro consente di ottenere una grigliatura particolarmente fine per la preservazione della funzionalità delle membrane e per evitare intasamenti delle sezioni di passaggio.

In uscita dal filtro il fango filtrato viene ripreso da una seconda pompa e quindi viene immesso un flusso d'aria compressa prodotto da un compressore a camme, adeguatamente insonorizzato; la portata d'aria viene misurata su flussimetri in linea. Sempre in linea di ingresso si provvede alla misura dei parametri di controllo, quali la pressione, la portata volumetrica e la temperatura.

La separazione dei fanghi attivi dall'acqua depurata viene quindi realizzata attraverso una serie di membrane porose, del tipo tubolare in materiale polimerico, permeabili alla fase acquosa sottoposta a gradiente di pressione positivo. La linea di ultrafiltrazione è composta da moduli di ultrafiltrazione, costituiti ciascuno da serbatoio in acciaio contenente una membrana di ultrafiltrazione avente una superficie di filtrazione con cut-off di 100.000 Dalton (0,1 μm).

Il permeato prodotto, previa misura della portata e del finissaggio per la rimozione dell'azoto, viene convogliato nel pozzetto di campionamento e quindi allo scarico in laguna. Sulla linea di scarico dell'acqua depurata viene misurata anche la torbidità, come prescritto dal MIT – ex Magistrato alle Acque per impianti di potenzialità superiore ai 250 A.E. Il prelievo dell'acqua depurata da parte tecnici MIT avviene attraverso un rubinetto presente sulla linea di scarico del permeato. È presente inoltre una linea di aspirazione del permeato attraverso una pompa centrifuga che mette in depressione il sistema.

Le membrane hanno una porosità non superiore a 0,1 μm che permette di ottenere, oltre ad un'ottima separazione della biomassa, anche la disinfezione dei reflui.

Periodicamente le membrane di ultrafiltrazione dell'impianto devono essere sottoposte ad un ciclo di lavaggio con acqua e reagenti chimici, per rimuovere i depositi formati sulla superficie delle stesse e riportare la portata del permeato ai valori iniziali. L'operazione di lavaggio viene effettuata da un operatore una volta al mese, per una durata di circa 2 ore ogni intervento. Allo scopo si impiega acqua di rete e dei reagenti chimici introdotti in un serbatoio di riciclo del volume di 1000 L (cip-tank). Le soluzioni di lavaggio vengono fatte circolare attraverso i moduli di ultrafiltrazione per un determinato tempo impiegando un circuito chiuso comprendente la pompa centrifuga di alimentazione membrane ed il serbatoio di riciclo-lavaggio; a fine del ciclo di lavaggio le acque esauste vengono scaricate in un pozzetto di aggrottamento, dal quale vengono inviate - tramite pompa sommergibile nella vasca del depuratore per essere trattate.

5.7. FANGHI DI SUPERO

A seguito delle reazioni di degradazione biologica delle sostanze organiche contenute nel liquame si ha un incremento della quantità di biomassa nel reattore e pertanto, al fine di mantenere in perfetta efficienza il depuratore, dovrà essere previsto uno smaltimento periodico di solidi in quantità tale da riportarne la concentrazione ai valori assunti a progetto.

Le condizioni operative di esercizio previste sono tali da permettere valori di carichi organici Fc molto bassi e quindi produzioni di fanghi di supero modeste, con conseguenti ridotti costi di smaltimento.

Lo smaltimento dei fanghi viene effettuato tramite scarico automatico del filtro a cestello, ed invio ad una



vasca di accumulo fanghi, in CA completamente interrata.

I fanghi vengono prelevati liquidi dalla vasca di accumulo tramite barca-spurgo dotata di depressore, e smaltiti tramite ditta autorizzata. Possono essere prelevati, se necessario, anche dalla vasca di ossidazione.

5.8. FINISSAGGIO PER LA RIMOZIONE DELL'AZOTO

L'azoto nei reflui fognari civili è presente prevalentemente sotto forma di urea, contenuta nelle urine, e organica (proteine). I valori allo scarico richiesti sono:

- Azoto ammoniacale (come NH_4): 30 mg/L
- Azoto nitroso (come N): 2 mg/L
- Azoto tot. inorganico (come N): 55 mg/L

L'ossidazione spinta che avviene negli impianti cosiddetti "ad ossidazione totale" porta alla trasformazione dell'azoto ammoniacale in azoto nitrico in maniera quasi quantitativa, con largo rientro nel limite imposto per l'azoto sotto questa forma. Lo stesso dicasi per l'azoto sotto forma di azoto nitroso.

Nella colonna A tabella 1 dell'allegato A del PTA non è riportato un limite per l'azoto nitrico (indicato invece per le colonne C, D, E) ma, indirettamente, è contenuto nel parametro "azoto totale inorganico" il cui limite è fissato a 55 mg/L.

L'impianto viene quindi integrato con una sezione di trattamento specifico per la rimozione dell'azoto che si trova principalmente sotto forma di azoto nitrico. Allo scopo si prevede la RIMOZIONE DEI NITRATI CON RESINA SELETTIVA, ove si abbina un processo fisico ad uno biologico.

Il permeato viene quindi inviato in una stazione di rilancio, un filtro a resina anionica forte selettiva per la rimozione dei nitrati, una stazione di preparazione e dosaggio reattivo rigenerante (cloruro di sodio).

Completano la sezione il serbatoio di accumulo acqua filtrata per le fasi di rigenerazione della resina, dotata di pompa, e una stazione di preparazione e dosaggio reattivo denitrificante (soluzione acquosa di zucchero).

Quando la resina si satura, si effettua in automatico la rigenerazione con acqua e la soluzione salina; i nitrati spostati dallo scambio ionico con i cloruri vengono immessi, con gli eluati, nella vasca di ossidazione.

L'impianto viene dimensionato e gestito in modo che la fase di rigenerazione avvenga di notte, ove l'apporto di reflui fognari in ingresso è praticamente nullo.

In condizioni di assenza di ossigenazione, si innesca una blanda denitrificazione tramite batteri specifici contenuti nei fanghi attivati che porta, in un periodo di tempo regolabile di diverse ore, alla trasformazione di parte dei nitrati presenti in azoto gassoso con rientro nei limiti allo scarico per il parametro "Azoto tot. Inorganico".



5.9. LOCALE TECNICO

I bacini di trattamento (presedimentazione, accumulo reflui, ossidazione, accumulo fanghi, accumulo acqua depurata a riuso come predisposizione) vengono realizzati attraverso la ripartizione interna di una vasca monoblocco interrata in CA, gettata in opera.

La soletta di copertura dei bacini di accumulo/trattamento, coperta da circa 40 cm di terreno, è dotata di particolari chiusini a tenuta stagna per consentire la pulizia delle vasche, e l'estrazione e la manutenzione delle apparecchiature elettromeccaniche e meccaniche inserite all'interno.

In particolare il bacino di ossidazione è dotato di una tubazione di sfiato in HDPE da portare a tetto dell'edificio.

Nel locale vengono installate:

- l'impianto di ultrafiltrazione per la separazione della biomassa, completo della linea di scarico/riciclo e della linea di lavaggio;
- il compressore per la fornitura dell'aria nella vasca di ossidazione;
- il compressore per la fornitura dell'aria per le utenze pneumatiche;
- la sezione completa di rimozione dell'azoto;
- il quadro elettrico di comando e protezione completo di PLC.

Il locale tecnico è adeguatamente ventilato e insonorizzato.

5.10. SERVIZI OCCORRENTI

Acqua di rete: per la preparazione delle soluzioni di lavaggio delle membrane e dei reattivi di processo; per la pulizia generale dell'impianto.

Energia elettrica: 400 volt 50 Hz con relativi sistemi di sicurezza. Potenza installata: 80 kW

Aria compressa: per l'azionamento delle utenze pneumatiche, prodotta da un compressore a servizio dell'impianto.

5.11. GESTIONE

Le operazioni di ordinaria manutenzione possono essere eseguite da un operaio locale adeguatamente istruito.

Periodicamente verranno effettuate delle visite di controllo e taratura dell'impianto con la determinazione di alcune semplici analisi necessarie per verificarne l'efficienza epurativa e funzionale.

Il controllo, il comando ed il funzionamento automatizzato dell'impianto e di tutti i suoi componenti elettromeccanici, oltre al loro azionamento manuale, sono assicurati tramite un nuovo quadro elettrico completo di tutte le protezioni, i comandi e la strumentazione necessaria, per ridurre al minimo l'intervento del personale.



L'impianto è gestito da controllore logico programmabile (PLC), completo di terminale per la gestione automatizzata del funzionamento dell'impianto.

Detto sistema permette di:

- modificare i valori strumentali di set-point e allarme;
- visualizzare allarmi, livelli, tempi di funzionamento delle pompe per la manutenzione programmata;
- implementare un sistema di supervisione e telecontrollo a distanza.

Il PLC sarà predisposto con apposita scheda di interfaccia per l'implementazione di un sistema di supervisione e telecontrollo come richiesto dal M.I.T. – ex Magistrato alle Acque.

CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA
Protocollo Arrivo N. 65589/2026 del 25-09-2026
Allegato 3 - Class. 12.3.0 - Copia Del Documento Firmato Digitalmente