

ACCORDO DI PROGRAMMA

(ai sensi dell'art. 7 della L.R. 11/2004 e dell'art. 34 del D.Lgs 267/2000)
per l'attuazione del **Comparto C2 Marangona**
in variante al P.I. del Comune di Verona
e titolo abilitativo edilizio convenzionato
per l'attuazione del comparto n. 1 Corte Alberti



Consorzio ZAI



Interporto
Quadrante
Europa

FASCICOLO 3

PERMESSO DI COSTRUIRE CONVENZIONATO - OPERE
INFRASTRUTTURALI E DI URBANIZZAZIONE INTRA
AMBITO A.I.U. n. 1 "CORTE ALBERTI" E PIATTAFORME
PRODUTTIVE



Progettisti



Ing. Filippo Salis

Via Moscova, 47 - MILANO (MI)
tel. 02 84177369
e-mail: info@sfre.it

Il Presidente del Consorzio ZAI

Co-Progettisti opere a verde

arch. Fernando Tomasello
arch. Monica Pastore

Via Roma, 68 - MASSANZAGO (PD)
tel. 049 9360030 - fax 049 9360394
e-mail: info@studiotomasello.it

Sviluppatore



VGP PARK ITALY 1 S.R.L.

Via Cassanese, 45 - SEGRATE (MI)
tel. 02 84177369
e-mail: vgpcostruzioniindustriali@vgpparks.eu

Comune di Verona
Il Sindaco
Avv. Federico Sboarina

Assessore all'urbanistica
Ing. Ilaria Segala

Urbanistica ESS - PEEP
Dott.ssa Donatella Fragiocomo

Progettazione Urbanistica
Attuativa
Arch. Paolo BonInsegna
Arch. Chiara Tassello

Presidente ZAI
Dott. Matteo Gasparato

Direttore ZAI
Dott. Nicola Boaretti

Vice direttore ZAI
Geom. Raffaele Frigo

Studio Geologico e
idrogeologico
Dott. Fabrizio Gola

Compatibilità idraulica
Ing. Giuseppe Baldo

3.1 - PROGETTO DEFINITIVO OPERE INFRASTRUTTURALI E DI URBANIZZAZIONE INTRA AMBITO A.I.U. n. 1 "CORTE ALBERTI"

Elab. 3.1.120 Relazione Tecnico-Specialistica - Opere Idrauliche

A					
0	Settembre 2019	Emissione	...	...	
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	1
2	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	2
3	DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO.....	3
4	ANALISI IDROLOGICA	5
4.1	ANALISI PLUVIOMETRICA	5
4.2	CURVE SEGNALETRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA.....	6
5	DIMENSIONAMENTO TUBAZIONI CON METODO CINEMATICO.....	7
5.1	DESCRIZIONE DELLA RETE DI COLLETTAMENTO.....	10
6	INVARIANZA IDRAULICA.....	10
6.1	VOLUME TEORICO DI COMPENSAZIONE SOTTOBACINO IDRAULICO A	12
6.2	VOLUME TEORICO DI COMPENSAZIONE SOTTOBACINO IDRAULICO B	13
6.3	VOLUME TEORICO DI COMPENSAZIONE SOTTOBACINO IDRAULICO C	14
6.4	VOLUME TEORICO DI COMPENSAZIONE SOTTOBACINO IDRAULICO PC	15
6.5	INDIVIDUAZIONE DEI VOLUMI DI LAMINAZIONE.....	16
6.5.1	Volume in tubazione	17
6.5.2	Volume in trincee e bacino di laminazione a cielo aperto	17
6.6	INDIVIDUAZIONE QUOTA PARTE DI INVASO DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE .	18
7	GESTIONE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	20
8	DIMENSIONAMENTO OPERE DI COLLETTAMENTO FOGNATURA NERA	26
9	RETE DI DISTRIBUZIONE IDRICA	29

NUOVO INSEDIAMENTO LOGISTICO VIA CHIODA VERONA

1 PREMESSA

La presente relazione è relativa alla progettazione delle reti di collettamento delle acque meteoriche e delle acque di fognatura nera afferenti al progetto del Nuovo insediamento logistico di via Chioda a Verona; l'intervento è previsto all'estremità ovest della zona industriale di Verona Sud ed individuato in Figura 1 sotto riportata, tratta dal sito maps.google.it.



Figura 1. Inquadramento geografico (www.maps.google.it)

All'interno della presente relazione idraulica saranno approfonditi i seguenti temi:

1. Dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche a servizio dell'insediamento logistico di progetto;
2. Invarianza idraulica e infiltrazione delle portate meteoriche di progetto;
3. Gestione acque di prima pioggia parcheggi ai sensi della normativa vigente;
4. Dimensionamento della rete di fognatura nera.

2 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

Come documenta l'immagine satellitare seguente, l'area oggetto di intervento è principalmente ad uso agricolo.



Figura 2.1. Illustrazione dell'area di intervento allo stato di fatto.

L'area è di circa 22 ettari caratterizzata da coefficiente di deflusso 0,1.

3 DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di un insediamento logistico costituito da 4 corpi fabbrica distinti e relativi piazzali e viabilità di accesso.

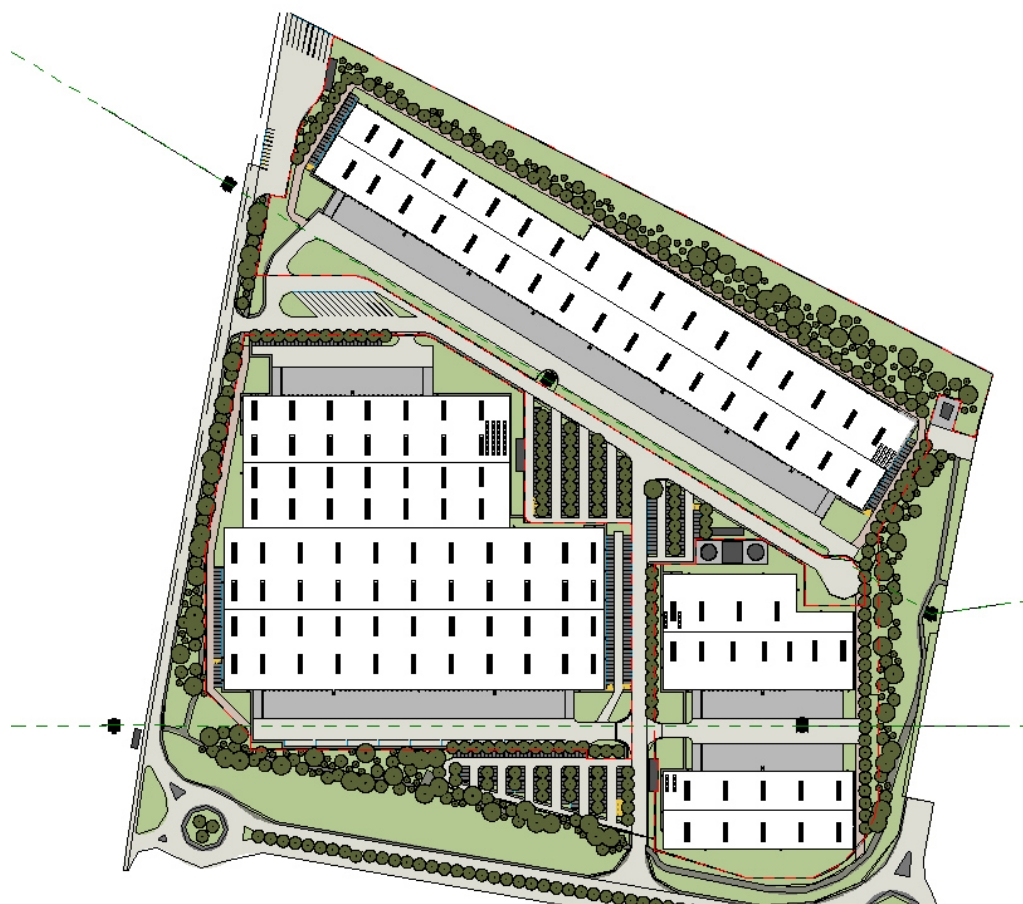


Figura 2: planimetria dello stato di progetto

Iraulicamente l'area di intervento è stata opportunamente suddivisa in 4 distinti sottobacini idraulici indipendenti afferenti ai rispettivi sistemi di invaso.



Figura 3: suddivisione in sottobacini idraulici

4 ANALISI IDROLOGICA

Ai fini del dimensionamento della rete di collettamento delle acque meteoriche, si rende necessaria la preventiva definizione delle curve di possibilità climatica rappresentative dei dati pluviometrici caratteristici per la zona geografica di interesse.

4.1 ANALISI PLUVIOMETRICA

Il calcolo della rete meteorica prende origine dalla stima dell'altezza di precipitazione che si verifica sulla superficie scolante per una definita durata. La durata da considerare è pari al tempo necessario perché tutta la superficie sottesa dalla prefissata sezione contribuisca al deflusso, avendo definito un tempo di ritorno T_r (il numero di anni nel quale mediamente l'evento meteorico può essere uguagliato o superato).

Prefissato il periodo di ritorno T_r , l'equazione che esprime l'altezza h di precipitazione in funzione della durata θ è data dalla forma:

$$h(T_r) = a\theta^n$$

dove:

$h(T_r)$ = altezza di precipitazione [mm];

T_r = tempo di ritorno [anno];

θ = durata [ore];

a, n = parametri da determinare attraverso un'analisi pluviometrica.

La scelta del tempo di ritorno viene in genere fatta sulla base di considerazioni di carattere tecnico-economico, accettando a priori un rischio non nullo, ovvero che durante gli N anni di esercizio della fognatura possano verificarsi delle criticità.

Sulla base di considerazioni di carattere tecnico-economico, e vista l'importanza logistica del nuovo magazzino, nell'analisi seguente è stato scelto un tempo di ritorno di 20 anni per il dimensionamento della rete di collettamento e un tempo di 50 anni (secondo normativa regionale) per il calcolo dei volumi di compensazione idraulica.

4.2 CURVE SEGNALATRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Dal punto di vista idrologico sono stati considerati i risultati dell'analisi regionalizzata delle precipitazioni per la stazione idrologica di Buttapietra, poco a sud di Verona, a 8 km dell'area di intervento.

Le curva segnalatrici di possibilità pluviometrica, cioè la formula che esprime l'altezza di precipitazione h in funzione della durata di pioggia t , adottata per i dimensionamenti idraulici sono le seguente:

Tempo di ritorno = 20 anni, eventi inferiori all'ora	$a =$	66.7
	$n =$	0.605

Tempo di ritorno = 50 anni, eventi orari	$a =$	73.10
	$n =$	0.130

5 DIMENSIONAMENTO TUBAZIONI CON METODO CINEMATICO

Il calcolo alla base della progettazione è stato eseguito utilizzando il metodo cinematico che permette di calcolare la massima portata di acque meteoriche in funzione del sottobacino sotteso e di stabilire pertanto le caratteristiche geometriche della rete in progetto.

Da un punto di vista idrologico, la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, cioè la formula che esprime la precipitazione h in funzione della durata di pioggia t , adottata per il dimensionamento idraulico della rete di collettamento delle acque meteoriche per un tempo di ritorno di 20 anni è la seguente:

$$h = 66.7 \cdot t^{0.605}$$

Secondo il metodo cinematico vengono calcolate e definite le seguenti grandezze:

- Coefficiente di afflusso
- Area scolante parziale, S_p [ha]
- Area scolante totale, S_{tot} [ha]
- Lunghezza del tratto considerato, L [m]
- Diametro della condotta, D [m]
- Pendenza del tratto considerato, i
- Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler
- Velocità a sezione piena

$$V_p = K_s \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \text{ [m/s]}$$

in cui R è il raggio idraulico, definito dal rapporto tra l'area bagnata e il perimetro bagnato, in particolare per sezione piena circolare si ha $R = D / 4$

- Portata a sezione piena

$$Q_p = V_p \cdot \pi \left(\frac{D}{2} \right)^2 \text{ [l/s]}$$

- Intensità dell'evento pluviometrico

$$i = a \cdot T_c^{n-1} \text{ [mm/ora]}$$

di durata pari al T_c

da cui infine si calcola la massima portata bianca, derivante dai soli eventi meteorici:

$$Q_b = \varphi \cdot i \cdot S_{tot} \text{ [l/s]}$$

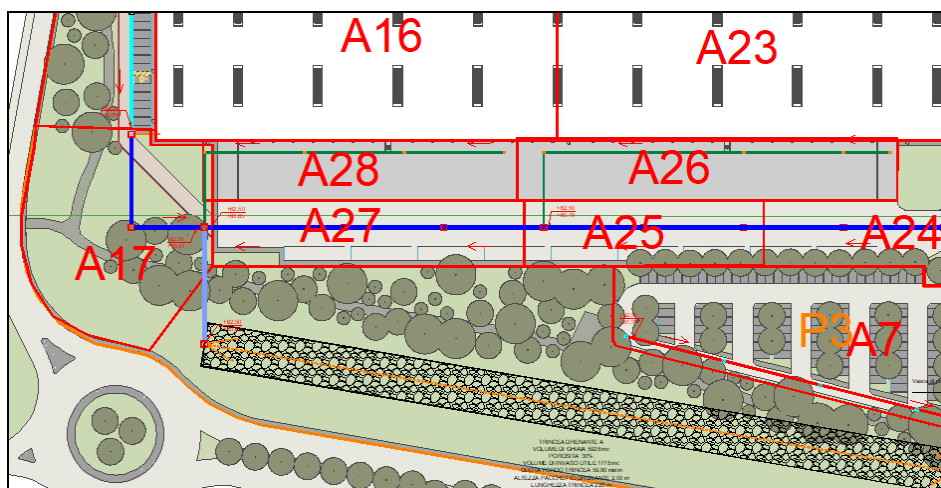


Figura 4: Suddivisione in sottobacini per dimensionamento idraulico tubazioni di collettamento (es. porzione sottobacino A)

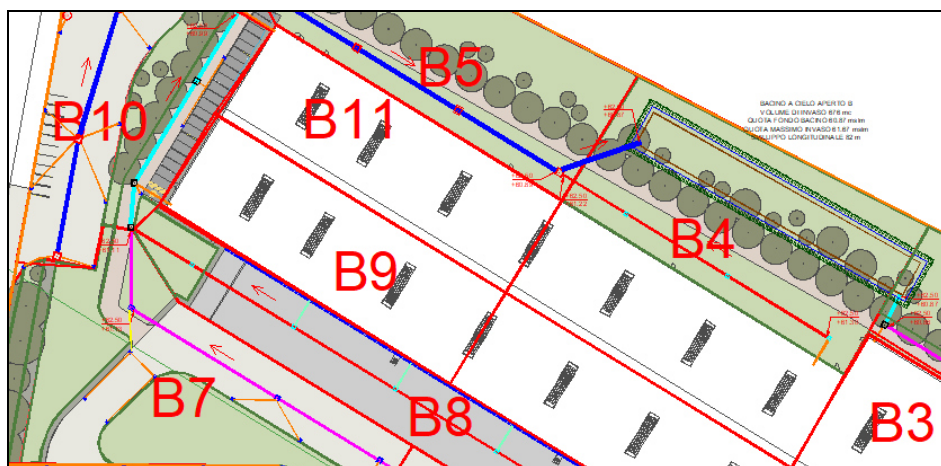


Figura 5: Suddivisione in sottobacini per dimensionamento idraulico tubazioni di collettamento (es. porzione sottobacino B)

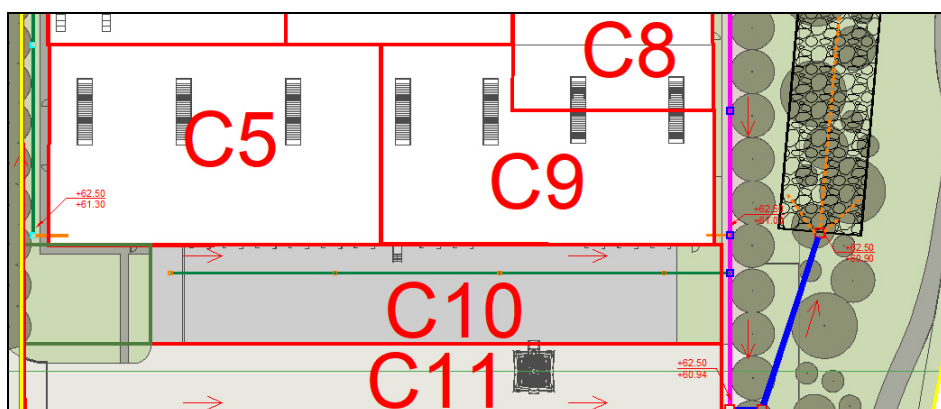


Figura 6: Suddivisione in sottobacini per dimensionamento idraulico tubazioni di collettamento (es. porzione sottobacino C)

Tabella 1: estratto risultati metodo cinematico (es: sottobacino B).

<i>Nome bacino</i>	<i>ϕ ponderato progressivo</i>	<i>Superficie scolante progressiva</i>	<i>Lunghezza tratto</i>	<i>Diametro ipotizzato</i>	<i>Pendenza</i>	<i>Tempo di corrivazione</i>	<i>Intensità di pioggia</i>	<i>Portata bianca critica</i>
		Stot ha	L m	D m	i m/m	Tc min	ic mm/h	Qb l/sec
B1	0.53	1.016	114	0.5	0.0025	11.27	129.09	194
B2	0.47	1.440	118	0.6	0.0011	13.02	121.93	227
B3	0.90	0.410	5	0.4	0.0025	10.05	135.04	138
B1+B2+B3	0.56	1.850	8	0.8	0.001	13.12	121.55	351
B4	0.49	0.558	77	0.5	0.001	11.35	128.70	97
B6	0.81	0.521	110	0.6	0.001	11.71	127.13	149
B7	0.71	0.910	100	0.6	0.001	13.27	121.02	216
B8	0.85	0.345	166	0.5	0.001	12.92	122.30	99
B9	0.90	0.230	10	0.5	0.001	10.18	134.39	77
B10	0.78	1.885	55	0.8	0.002	13.77	119.26	485
B11	0.90	0.230	10	0.5	0.001	10.18	134.39	77
B5	0.71	2.427	97	1	0.001	14.84	115.78	558
scarico finale (B4+B5)	0.67	2.984	15	1	0.001	15.01	115.27	642

5.1 DESCRIZIONE DELLA RETE DI COLLETTAMENTO

La portata meteorica generabile su coperture e aree esterne sarà collettata a gravità da una rete principale di tubazioni circolari in calcestruzzo di diametro variabile tra i 40 cm e i 120 cm con andamento perimetrale ai corpi di fabbrica, recapitanti nel caso dei tre comparti all'interno dei tre sistemi di invaso e dispersione mentre nel caso del parcheggio camion Nord-Ovest all'interno di una batteria di pozzi di infiltrazione.

La rete sarà resa ispezionabile tramite installazione di pozzetti di ispezione in calcestruzzo di adeguate dimensioni (variabili da 60x60 cm a 175x175 cm).

La rete di captazione sarà costituita da caditoie stradali e canalette grigliate longitudinali da collocarsi in funzione delle pendenze stradali e delle baie di carico.

Per ulteriori dettagli relativi alla rete meteorica, si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

6 INVARIANZA IDRAULICA

La progettazione è volta anche all'individuazione delle misure compensative da adottare al fine di non aggravare l'equilibrio idraulico dell'area in cui l'opera di ampliamento va ad inserirsi, garantendo il principio dell'invarianza idraulica, così come previsto dalla D.G.R. Veneto n. 1322/06 modificata dalla D.G.R. 1841/07 fissando un tempo di ritorno (TR) di 50 anni.

Per il calcolo dei massimi volumi da rendere disponibili per l'invaso delle maggiori portate generate dall'incremento di impermeabilizzazione del suolo, si è fatto riferimento alle metodologie di calcolo riportate nel paragrafo successivo mediante il coefficiente di afflusso medio φ .

Nell'individuazione del coefficiente di deflusso medio, sono state fatte le seguenti considerazioni:

- All'area occupata da superfici impermeabili è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,9;
- All'area occupata da superfici drenanti in ghiaia è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,3;
- All'area permeabile a verde è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,20.

Noti il coefficienti di deflusso medio di progetto dell'area oggetto di studio e la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica si sono calcolate per varie durate della precipitazione le altezze di pioggia efficaci e quindi i volumi di afflusso complessivi relativi alla superficie afferente.

Il calcolo dei volumi da rendere disponibili per l'invaso delle maggiori portate generate dalla nuova configurazione di progetto può essere con buona approssimazione condotto come differenza tra i volumi affluiti alla rete ed i volumi massimi ammessi alla rete di idrografica ricettiva o infiltrabili in falda.

Considerando accettabile scaricare una portata non superiore a quella stimabile per lo stato di fatto dell'area ove l'intervento va ad inserirsi e quindi desumibile da un **coefficiente udometrico di 10 l/s,ha**, si possono calcolare, tramite l'equazione seguente, i massimi volumi di invaso relativi ad una determinata durata τ della precipitazione.

$$Wi = We - Wu = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \tau^n - Q_u \cdot \tau$$

dove:

Wi è il volume di invaso;

We è il volume in ingresso;

Wu è il volume in uscita;

S la superficie scolante;

φ I coefficiente di deflusso medio dell'area;

τ è la durata della precipitazione.

La durata critica, ossia la durata per la quale si ha il massimo volume di invaso da rendere disponibile, si ottiene ponendo nulla la derivata prima, in funzione del tempo, dell'equazione sopra riportata.

Si ottiene dunque:

$$\tau_{cr} = \left(\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e conseguentemente

$$Wi_{m} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \cdot \left(\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

L'applicazione di tale metodo, trascurando il processo di trasformazione afflussi deflussi che avviene nel bacino scolante, comporta una sopravvalutazione delle portate di piena in ingresso alla rete e conseguentemente dei volumi in invaso.

Il calcolo del volume teorico è stato effettuato per i 4 sottobacini idraulici indipendenti.

6.1 VOLUME TEORICO DI COMPENSAZIONE SOTTOBACINO IDRAULICO A

Tabella 2: Tabella riassuntiva della configurazione di progetto dell'area, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di deflusso

STATO DI PROGETTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	Φ
impermeabile	73710.00	0.9
semipermeabile	1290.00	0.3
verde	25000.00	0.2
Totale area	100000.00	0.72

L'area impermeabile efficace risulta pari a 71726 mq.

<i>calcolo speditivo volumi di invaso</i>	
massima portata specifica	10 l/s,ha
massima portata in uscita	0.10000 mc/s
durata critica	2.16 ore
Volume massimo di invaso	5036 mc
Volume specifico di invaso	504 mc/ha

6.2 VOLUME TEORICO DI COMPENSAZIONE SOTTOBACINO IDRAULICO B

Tabella 3: Tabella riassuntiva della configurazione di progetto dell'area, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di deflusso

STATO DI PROGETTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	ϕ
impermeabile	25090.00	0.9
semipermeabile	2660.00	0.3
verde	18500.00	0.2
Totale area	46250.00	0.59

L'area impermeabile efficace risulta pari a 27079 mq.

<i>calcolo speditivo volumi di invaso</i>	
massima portata specifica	10 l/s,ha
massima portata in uscita	0.04625 mc/s
durata critica	1.71 ore
Volume massimo di invaso	1842 mc
Volume specifico di invaso	398 mc/ha

6.3 VOLUME TEORICO DI COMPENSAZIONE SOTTOBACINO IDRAULICO C

Tabella 4: Tabella riassuntiva della configurazione di progetto dell'area, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di deflusso

STATO DI PROGETTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	ϕ
impermeabile	40672.00	0.9
semipermeabile	1240.00	0.3
verde	14288.00	0.2
Totale area	56200.00	0.71

L'area impermeabile efficace risulta pari a 39834.40 mq.

<i>calcolo speditivo volumi di invaso</i>	
massima portata specifica	10 l/s,ha
massima portata in uscita	0.05620 mc/s
durata critica	2.13 ore
Volume massimo di invaso	2791 mc
Volume specifico di invaso	497 mc/ha

6.4 VOLUME TEORICO DI COMPENSAZIONE SOTTOBACINO IDRAULICO PC

Tabella 5: Tabella riassuntiva della configurazione di progetto dell'area, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di deflusso

STATO DI PROGETTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	Φ
impermeabile	2980.00	0.9
semipermeabile	0.00	0.3
verde	0.00	0.2
Totale area	2980.00	0.90

L'area impermeabile efficace risulta pari a 2682 mq.

<i>calcolo speditivo volumi di invaso</i>	
massima portata specifica	10 l/s,ha
massima portata in uscita	0.00298 mc/s
durata critica	2.81 ore
Volume massimo di invaso	195 mc
Volume specifico di invaso	654 mc/ha

6.5 INDIVIDUAZIONE DEI VOLUMI DI LAMINAZIONE

I volumi di compensazione teorici appena calcolati possono essere legittimamente ridotti in ottemperanza a quanto precisato nelle *Indicazioni Operative* contenute nell'Allegato A alla D.G.R. Veneto n. 1322/06 e successive modifiche e integrazioni.

In caso di terreni ad elevata capacità di accettazione delle piogge (coefficiente di filtrazione maggiore di 10^{-3} m/s), in presenza di falda freatica sufficientemente profonda, è possibile realizzare sistemi di infiltrazione facilitata in cui convogliare i deflussi in eccesso prodotti dall'impermeabilizzazione. Questi sistemi, che fungono da dispositivi di reimmissione in falda, possono essere realizzati, a titolo esemplificativo, sotto forma di vasche disperdenti o trincee drenanti posizionati negli strati superficiali del sottosuolo in cui sia consentito l'accumulo di un battente idraulico che favorisca l'infiltrazione e la dispersione nel terreno. I parametri assunti alla base del dimensionamento dovranno essere desunti da prove sperimentali. Tuttavia le misure compensative andranno di norma individuate in volumi di invaso per la laminazione di almeno il 50% degli aumenti di portata.

Secondo i risultati della specifica relazione geotecnica, dalle prove effettuate si individua un orizzonte stratigrafico superficiale identificato come substrato ghiaioso grossolano caratterizzato dalla presenza di clasti pluricentimetrici immersi in una matrice sabbiosa-limosa (coefficiente di permeabilità maggiore di 10^{-3} m/s), affiorante già a partire da -0,50 m; dall'analisi delle stratigrafie delle aree limitrofe all'area di indagine, acquisite attraverso i portali web del Comune di Verona gli spessori del materasso ghiaioso di base risultano superiori a 40 m, seppur con variazioni nella composizione della matrice fine in cui sono immersi i ciottoli.

Considerato poi che la profondità della falda freatica risulta maggiore di 10 m dal piano campagna, si applica quindi un coefficiente riduttivo del 50% ai volumi di compensazione teorici calcolati.

Tabella 6: ricalcolo volumi di compensazione

ID sottobacino	V di invaso teorici [mc]	50% V invaso [mc]
A	5036	2518
B	1842	921
C	2791	1396
Park Camion N-W	195	98

6.5.1 Volume in tubazione

La rete di collettamento di progetto fornisce anch'essa una quota parte di volume di laminazione in linea che può essere considerato come laminazione della portata in caso di eventi eccezionali.

Considerando un riempimento delle tubazioni del 90% è stato calcolato il volume di invaso utile per i quattro distinti sottobacini.

Tabella 7: volume di invaso in tubazioni

ID sottobacino	V tubazioni [mc]
A	742
B	258
C	259
Park Camion N-W	99

6.5.2 Volume in trincee e bacino di laminazione a cielo aperto

Il volume di compensazione rimanente viene ricavato all'interno di due trincee di invaso e dispersione (comparti A e C) e in un bacino di laminazione (comparto B) previsti all'interno delle esterne aree a verde.

Tabella 8: parametri idraulici sistemi di invaso

ID sottobacino	V invaso minimo trincee o bacino [mc]
A	1776
B	663
C	1137

Trincee comparti A e C

ID sottobacino	lunghezza trincea [m]	altezza trincea [m]	larghezza trincea [m]	volume complessivo trincea [mc]	porosità	volume invasabile [mc]
A	228	2	13.00	5928	0.30	1778
C	127	2	15.00	3810	0.30	1143

Bacino di invaso comparto B

BACINO DI INVASO COMPARTO B	
lunghezza [m]	82
pendenza longitudinale	0
larghezza fondo [m]	9.11
scarpa O/V	1.5
quota fondo di valle	60.87
quota pc valle	62.50
quota massimo invaso	61.67
profondità di valle [m]	1.63
larghezza di valle al pc [m]	14
tirante di valle [m]	0.80
tirante medio [m]	0.80
B liquida media [m]	11.51
sezione media [mq]	8.25
volume di invaso [mc]	676

Le trincee e il bacino a cielo aperto di invaso fungono anche da sistemi di infiltrazione sfruttando la capacità di infiltrazione del terreno in sito.

Si osserva che per superfici di invaso così ampie la portata di infiltrazione risulta molto più elevata rispetto alla portata associata al coefficiente udometrico di progetto (10 l/s,ha teorico successivamente incrementato per dimezzamento dei volumi di invaso).

6.6 INDIVIDUAZIONE QUOTA PARTE DI INVASO DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE

Si procede all'individuazione delle opere idrauliche che possono essere considerate facenti parte delle opere di urbanizzazione.

Per quanto riguarda il comparto A una parte di volume di invaso deriva dall'impermeabilizzazione per realizzazione delle opere di urbanizzazione (viabilità interna di transito e accesso ai comparti).

Il sottobacino Pc, costituito dall'area di stazionamento mezzi all'angolo nord ovest del nuovo insediamento logistico, è da considerarsi totalmente come opera collettiva.

Per il comparto A, l'individuazione della porzione di volume descritto viene calcolata individuando l'incidenza percentuale dell'impermeabilizzazione di progetto della parte di Opere di Urbanizzazione rispetto all'intera estensione del comparto stesso.

Per il comparto B invece, trattasi di sottobacino idraulico indipendente e si procede al conteggio del volume di invaso in tubazioni da realizzare.

Tabella 9: calcolo volume di trincea A associabile alle Opere di Urbanizzazione

Comparto A		
superficie complessiva	100000	mq
coefficiente di deflusso medio	0.72	-
superficie impermeabile efficace	71726	mq
superficie collettiva viabilità e parcheggi	20700	mq
coefficiente di deflusso medio	0.9	-
superficie impermeabile efficace	18630	mq
incidenza superficie efficace collettiva	26%	
porzione invaso associabile ad aree collettive	654	mc
volume in tubazioni superficie collettiva	277	mc
porzione di trincea associabile ad aree collettive	377	mc
lunghezza fittizia trincea uso collettivo	48	m

Tabella 10: calcolo volume di invaso bacino Pc considerabile Opere di Urbanizzazione

Invaso in tubazioni park camion N-W			
diametro tubazione [m]	lunghezza [m]	grado di riempimento ipotizzato	volume di invaso [mc]
1.00	110	90%	78
1.00	30	90%	21
		volume complessivo	99

Le tubazione del parcheggio camion PC colleteranno la portata all'interno di 3 pozzi di infiltrazione di diametro 150 cm e altezza 350 cm dal piano campagna.

Cautelativamente la verifica idraulica è stata effettuata considerando un coefficiente di infiltrazione di un ordine di grandezza inferiore rispetto ai risultati della prova geotecnica (k considerato 10^{-4} m/s).

Tabella 11: verifica potenzialità di infiltrazione sistema di pozzi disperdenti

pozzi disperdenti		
permeabilità K	0.0001	m/s
livello falda da p.c.	10.00	m
altezza pozzo perdente (da p.c.)	3.50	m
altezza strato drenante pozzo z	2.50	m
diametro interno pozzo perdente	1.50	m
larghezza corona esterna in ghiaia	1	m
Q di infiltrazione singolo pozzo	3.28	l/s
numero di pozzi	3	
Q infiltrazione totale	9.85	l/s

7 GESTIONE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Il volume di acqua di prima pioggia (art. 39 NTA del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto) è inteso come la lama d'acqua di 5 mm uniformemente distribuita su tutta la superficie pavimentata.

L'inquinamento prodotto dal dilavamento di acque meteoriche è dovuto essenzialmente alla presenza di sabbia, terriccio ed oli minerali leggeri.

Per il raggiungimento degli standard depurativi più elevati nell'ambito del trattamento delle acque meteoriche, la soluzione più indicata è un processo di rimozione suddiviso nei seguenti stadi:

- sedimentazione;
- disoleazione;
- adsorbimento.

Le acque di prima pioggia iniziano quindi il trattamento in una vasca di accumulo che funge da sezione di dissabbiatura o di separazione fanghi, per poi essere successivamente avviate alla sezione di separazione oli, dove subiscono una flottazione delle sostanze leggere.

Per l'ultimo stadio, con un adeguato dimensionamento ed un'accurata scelta del materiale adsorbente, è possibile ottenere risultati compatibili con i valori più restrittivi richiesti dalla normativa vigente (scarico sul suolo secondo Tab. 4 D.Lgs.152/06).

Per il dimensionamento dell'impianto è importante sottolineare che la superficie limite, oltre la quale è previsto l'obbligo di trattamento delle acque meteoriche, è fissata dal Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto (art. 39) in 5'000 mq.

Sulla base di quanto appena esposto, considerata l'ampiezza complessiva dei tre parcheggi per autovetture ad utilizzo collettivo previsti nel nucleo dell'area di intervento (superficie complessiva di circa 10000 mq) si ritiene opportuno, in attuazione di quanto previsto dall'articolo 39 del PTA, trattare le acque provenienti dalle aree a parcheggio al fine di ridurre il carico inquinante sulla rete esterna, mediante installazione di impianto per la gestione dei volumi di prima pioggia.

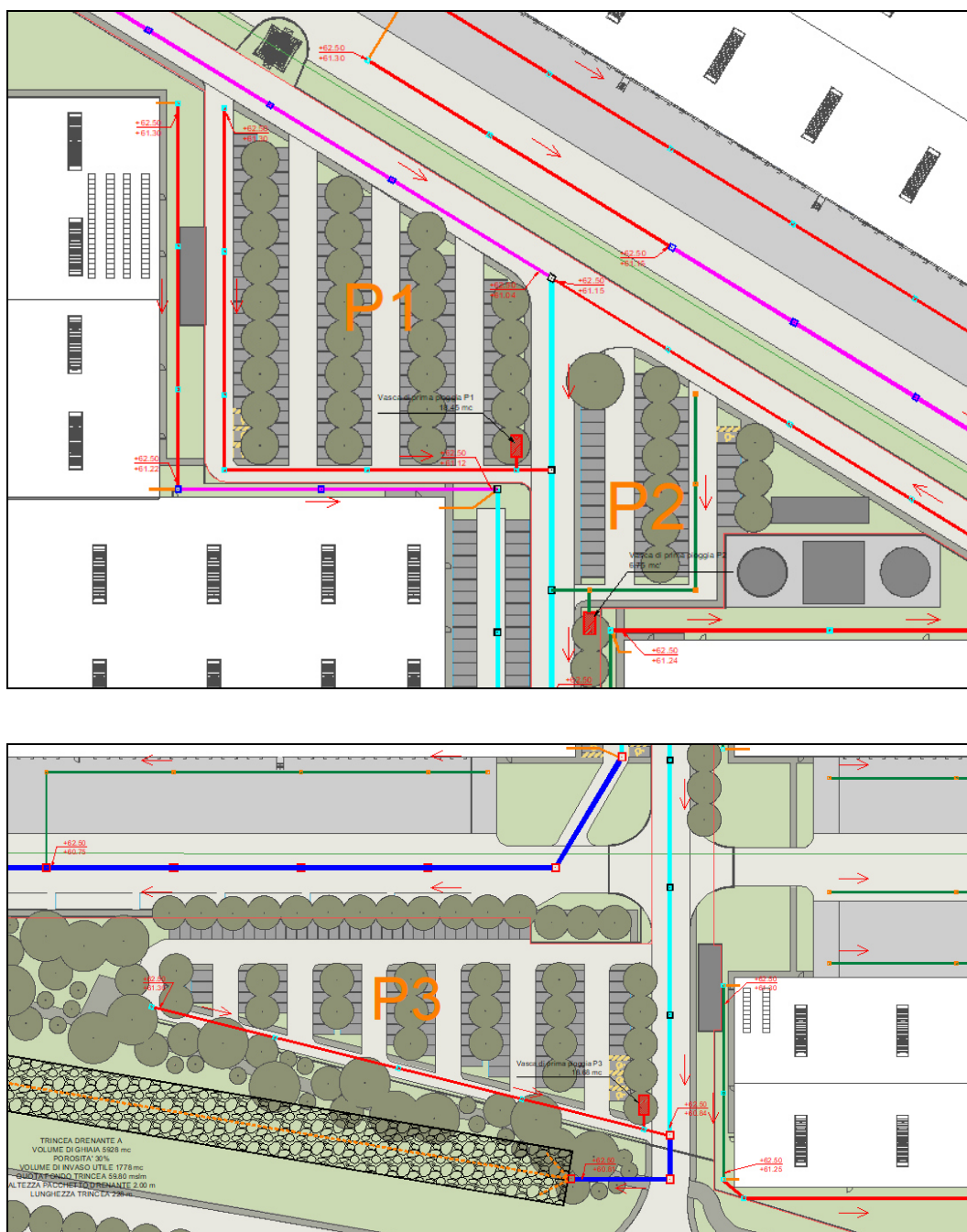


Figura 7: ubicazione parcheggi ad utilizzo collettivo P1, P2 e P3.

Per ciascuno dei tre sottobacini individuati, le acque di prima pioggia raccolte dalla dorsale sono intercettate da un pozzetto scolmatore tramite un gioco di livelli.

L'area efficace che concorre alla formazione del deflusso è calcolata come il prodotto della superficie totale del parcheggio per il coefficiente di deflusso medio dello stesso.

Tabella 12: resoconto parametri idraulici prima pioggia

ID	superficie [mq]	coefficiente di deflusso	superficie efficace [mq]	altezza di prima pioggia [mm]	volume di prima pioggia [mc]
park P1	4100	0.9	3690	0.005	18.45
park P2	1500	0.9	1350	0.005	6.75
park P3	4150	0.9	3735	0.005	18.68

Ciascuno degli impianti di trattamento sarà costituito da un vano di accumulo in grado di contenere il volume di prima pioggia e da un impianto di disoleazione ed affinamento conforme alle norme UNI EN 858-1:2005 e 858-2:2004.

Tramite apposito manufatto scolmatore, la portata di prima pioggia sarà deviata al vano di accumulo che fungerà anche da sedimentatore e favorirà il deposito dei materiali più pesanti quali polveri, sabbie, pietrisco; raggiunto il massimo livello di invaso, apposite valvole antiriflusso a galleggiante poste agli sbocchi nelle vasche chiuderanno gli scarichi provocando la deviazione della seconda pioggia verso la rete stradale esterna.

Lo svuotamento/trattamento del volume di prima pioggia sarà effettuato entro le 48 ore successive dalla fine dell'evento meteorico verificatosi; il volume accumulato sarà trasferito tramite elettropompe a bassa portata (circa 3 l/s) al disoleatore.

Il disoleatore sarà monitorato con cadenza di massimo 6 mesi al fine di controllare l'entità degli oli in sospensione.

Quando lo strato superficiale costituito dagli oli galleggianti sarà uguale a 5-8 cm esso andrà eliminato. Se non si provvede alla rimozione di tale accumulo, la funzione propria del disoleatore verrà meno e quindi la funzione di separazione degli oli dalle acque non sarà parimenti garantita. I fanghi sedimentati e gli oli in sospensione andranno prelevati da maestranze opportunamente istruite e specializzate e trasferiti agli appositi centri di recupero. Il monitoraggio dovrà avvenire ispezionando il manufatto tramite le ispezioni superiori. Per la misurazione della coltre di olio si potrà inserire un'asticella con uno straccio che riporterà una volta immerso l'altezza degli oli minerali.

A valle del dispositivo di trattamento, saranno posati appositi pozzetti per il prelievo dei campioni in fase di esercizio.

Caratteristiche qualitative di portata

Le acque meteoriche che dilavano il parcheggio possono essere caratterizzate dalla presenza di idrocarburi e per questo si prevede l'installazione dei sistemi di trattamento, costituiti da un accumulo e da un disoleatore in serie, che consentiranno l'abbattimento delle sostanze sospese e la separazione degli oli ed idrocarburi, fornendo anche una potenziale rimozione degli inquinanti tendente all'ottimo nei confronti dei macrodescrittori (si veda la tabella riportata di seguito).

Tabella 13: Standard di performance dei disoleatori in relazione ad alcuni principali criteri di valutazione.

Criteri	Ambientali					Caratteristiche del sito		Idraulici		Sociali	Economici		
Indicatori	Potenziale rimozione inquinanti				Riduzione fonti inquinanti	Rischio di contaminazione della falda	Capacità di infiltrazione	Occupazione spazi	Riduzione dei volumi	Ritardo dei deflussi	Valore estetico/ naturale/creativo	Costi di costruzione	Costi di manutenzione
	Macrodescrittori	Metalli	IPA	Biocidi									
Disoleatori													

Legenda (standards)

	Preferibile
	Non preferibile

	Basso
	Medio/Basso
	Medio
	Medio/Alto
	Alto
	Non rilevante/dati non disponibili

I sistemi di trattamento rispetteranno i limiti di emissione per gli scarichi sul **suolo** secondo **tabella 4 dell'allegato 5, parte III del D.Lgs 152/2006**.

Tabella 14: Limiti di emissione su suolo secondo allegato 5 parte III D.lgs 152/2006

		Unità di misura	il valore della concentrazione deve essere minore o uguale a quello indicato
1	pH		6 - 8
2	SAR		10
3	Materiali grossolani	-	assenti
4	Solidi sospesi totali	mg/L	25
5	BOD5	mg O ₂ /L	20
6	COD	mg O ₂ /L	100
7	Azoto totale	mg N/L	15
8	Azoto ammoniacale	mg NH ₄ /L	5
9	Fosforo totale	mg P/L	2
10	Tensioattivi totali	mg/L	0,5
11	Alluminio	mg/L	1
12	Berillio	mg/L	0,1
13	Arsenico	mg/L	0,05
14	Bario	mg/L	10
15	Boro	mg/L	0,5
16	Cromo totale	mg/L	1
17	Cromo VI	mg/L	0,05
18	Ferro	mg/L	2
19	Manganese	mg/L	0,2
20	Nichel	mg/L	0,2

21	Piombo	mg/L	0,1
22	Rame	mg/L	0,1
23	Selenio	mg/L	0,002
24	Stagno	mg/L	3
25	Vanadio	mg/L	0,1
26	Zinco	mg/L	0,5
27	Solfuri	mg H ₂ S/L	0,5
28	Solfiti	mg SO ₃ /L	0,5
28	Solfati	mgSO ₄ /L	500
30	Cloro attivo	mg/L	0,2
31	Cloruri	mg Cl/L	100
32	Fluoruri	mg F/L	1
33	Fenoli totali (1)	mg/L	0,1
33	Aldeidi totali	mg/L	0,5
35	Composti organici aromatici totali (2)	mg/L	0,01
36	Composti organici azotati totali (1)	mg/L	0,01
37	Pesticidi fosforati	mg/L	0,01
38	Saggio di tossicità su Daphnia magna (vedi nota 8 di tabella 3)	LC5024h	il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è uguale o maggiore del 50% del totale
39	Escherichia coli	UFC/100 mL	

1. Il limite è valido solo per i composti pericolosi quali ad esempio i clorofenoli .

2. Si intendono comunque esclusi i composti alogenati e le sostanze che possono dare origine a tali composti nell'ambiente idrico, per cui vige comunque il divieto di scarico sul suolo.

8 DIMENSIONAMENTO OPERE DI COLLETTAMENTO FOGNATURA NERA

Considerata una sezione di un collettore di fognatura nera, la massima portata che può essere scaricata da monte dipende dal numero degli apparecchi che probabilmente sono in funzione contemporaneamente, con riferimento anche alla destinazione d'uso del fabbricato. Detta Q_t la portata totale degli apparecchi allacciati a monte della sezione considerata, la portata probabile Q_p è data dalla relazione sperimentale:

$$Q_p = K_r \sqrt{Q_t}$$

essendo K_r un coefficiente di riduzione assunto pari a 0,7 per attività/uffici, caratterizzati da portate scaricate variabili ma di breve durata.

Tabella 15: Valori di portata scaricata dagli apparecchi idrosanitari di progetto

Portata di scarico	
tipologia	Q (l/s)
wc	2.5
orinatoio	1
lavandini	0.5
doccia	0.5
Coeff. Kr	
tipologia	
attività/uffici	0.7

Si è provveduto al conteggio degli apparecchi idrosanitari presenti all'interno di ciascun blocco bagni. Ad ogni tipologia di apparecchio è stata associata la relativa portata di scarico Q ottenendo dapprima la portata totale Q_t e successivamente, grazie alla relazione sperimentale, la portata probabile Q_p .

La Tabella 16 riassume i risultati del calcolo delle portate probabili per i diversi tronchi di rete.

Tabella 16: Valori di portata probabile relativi alla dorsale della rete di acque nere

tratto condotta	w.c.	orinatoio	lavandini	doccia	Portata totale Qt (l/s)	Portata probabile Qp (l/s)
ramo A-C	6	3	5	4	22.5	3.32
ramo B-C	8	3	12	4	31.0	3.90
ramo C-S1					53.5	5.12
ramo D-F	7	3	5	4	25.0	3.50
ramo H-F	8	3	6	4	28.0	3.70
ramo E-F	6	3	4	4	22.0	3.28
ramo F-G					75.0	6.06
ramo I-G	6	3	6	4	23.0	3.36
ramo L-G	7	3	6	4	25.5	3.53
ramo M-G	6	2	9	4	23.5	3.39
ramo G-S2					147.0	8.49

Tipologie di tubazione

La rete in ambito privato è costituita da tubazione in PVC di diametro 160 mm con pendenza dello 0,3 % mentre la rete facente parte delle opere di urbanizzazione e quindi al di sotto della viabilità collettiva di accesso ai comparti sarà realizzata in gres ceramico di diametro 200 mm e pendenza dello 0,3%.

In funzione delle portate risultanti è stato calcolato il diametro delle tubazioni verificando che le velocità e il rapporto di riempimento della dorsale assumano valori accettabili.

Tabella 17: Dimensionamento tubazioni di fognatura nera

Dimensionamento tubazioni fognatura nera							
		Dati di Input di portata	Calcolo sezione Piena			Analisi Vmax	
ID Blocco bagni	Tratto condotta	Portata nera probabile	Diametro ipotizzato	Pendenza	Scabrezza	Percentuale di riempimento	Velocità per Qmax
		Q _{prob} l/sec	D m	i m/m	ks m ^{1/3} s ⁻¹	h/d	V _{max} m/sec
1	ramo A-C	3.32	0.200	0.3%	95	0.26	0.51
2	ramo B-C	3.90	0.160	0.3%	95	0.38	0.54
	ramo C-S1	5.12	0.200	0.3%	95	0.32	0.57
3	ramo D-F	3.50	0.160	0.3%	95	0.36	0.52
5	ramo H-F	3.70	0.160	0.3%	95	0.37	0.53
4	ramo E-F	3.28	0.200	0.3%	95	0.25	0.49
	ramo F-G	6.06	0.200	0.3%	95	0.35	0.60
6	ramo I-G	3.36	0.160	0.3%	95	0.35	0.51
7	ramo L-G	3.53	0.160	0.3%	95	0.36	0.52
8	ramo M-G	3.39	0.160	0.3%	95	0.36	0.52
	ramo G-S2	8.49	0.200	0.3%	95	0.42	0.65

In uscita da ogni blocco bagni è prevista la separazione delle acque saponate da quelle di scarico dei wc. La linea di scarico dei wc sarà dotata di sifone tipo Firenze a due tappi di ispezione, quella delle acque saponate di sifone tipo Firenze a due tappi di ispezione e dispositivo di separazione delle schiume.

La rete di progetto si allaccerà in due posizioni distinte (S1 ed S2) alla rete di fognatura esistente stradale rilevata che presenta scorrimenti di +63,00.

In funzione delle quote di scorrimento della rete di progetto saranno necessari due impianti di sollevamento rispettivamente di 5 e 10 l/s.

9 RETE DI DISTRIBUZIONE IDRICA

L'insediamento logistico prevede anche la rete di distribuzione idrica principalmente dedicata al funzionamento dei servizi igienici e all'accumulo dei volumi antincendio.

Al di sotto della viabilità interna collettiva è prevista una dorsale principale di distribuzione in PEAD PE 100 e diametro nominale DN 140.

Da questa dorsale principale nelle posizioni opportune si staccano le connessioni con i fabbricati e l'accumulo antincendio.

La rete è ispezionabile tramite pozzetti di ispezione di dimensioni 100x100 cm all'interno dei quali in certe posizioni sono presente le saracinesche di sezionamento.