

L22DC

Soggetto attuatore:

XDC PropCo SL
Avenida Doctor Arce, 14, Bajo,
28002 Madrid

Aster srl
Via Dante 7
20123, Milano (MI)



**PROPOSTA DI PIANO ATTUATIVO
AMBITO DI TRASFORMAZIONE UNITARIO Ti1- Ti2 - Ti6 - Ti7,
COMUNE DI CESATE (MI)**

**4339_ES A SI 04 a – Relazione di invarianza idraulica e idrologica
ai sensi del RR n. 07 del 23.11.2017**

Date

09/06/2026

Il Tecnico

Ing. Massimo Gallina
Zest srl – Direttore Tecnico

SUMMARY

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	6
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – IDROGEOLOGICO	7
5.	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO	13
6.	VINCOLI IDRAULICI	14
7.	PRINCIPI DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA	15
8.	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	18
9.	DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO	19
10.	ANALISI IDROLOGICA	20
10.1	Curva di possibilità pluviometrica	20
10.2	Tempo di corrivazione	24
11.	INVARIANZA IDRAULICA ED IDROLOGICA	27
11.1	Coefficiente medio di deflusso	28
11.2	Calcolo dei volumi di laminazione	30
11.2.1	Volume minimo	30
11.2.2	Metodo delle sole piogge	30
11.2.3	Procedura dettagliata	35
11.2.4	Scelta dei volumi di invaso	38
12.	SISTEMI DI INVASO	39
12.1	Tempo di svuotamento	40
13.	DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO DELLE ACQUE METEORICHE	41
14.	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI RACCOLTA E TRASPORTO DELLE ACQUE METEORICHE DI PROGETTO	42
15.	CONCLUSIONI	43
16.	APPENDICE 1: METODO DI NASH	44
13.1	Descrizione del processo fisico di formazione dei deflussi superficiali	44
13.2	Meccanismo di generazione dei deflussi superficiali	44
13.3	Formulazione del modello matematico	46
13.4	Calcolo del volume d’invaso	49
17.	ALLEGATO 1	50
18.	ALLEGATO 2	52

1. PREMESSA

La presente relazione rappresenta lo studio di invarianza idraulica del nuovo Data Center, in Comune di Cesate (MI).

Il progetto segue i principi di invarianza idraulica ai sensi dell'art. 3, comma 2 lettera a) del Regolamento Regionale n. 7 del 23/11/2017 "Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)", recentemente aggiornato con il regolamento 19 aprile 2019, n. 8, 28 marzo 2025, n. 3 e smi.

Essa presenta uno schema della rete di trasporto e invaso delle acque meteoriche che rispetta le norme ambientali nazionali e regionali in essere. Gli impianti di trattamento delle acque di dilavamento non sono oggetto del presente studio ma comunque previsti a monte degli invasi.

Le acque di prima pioggia provenienti da piazzali o viabilità dei nodi intermodali vengono trattate e gestite, in linea con quanto indicato nel Regolamento Regionale.

Si allegano degli schemi grafici delle opere idrauliche sotto descritte.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa principale di riferimento riguarda la gestione delle acque in materia di qualità e di invarianza idraulica.

Il Testo Unico sulle Acque (D.Lgs. 11 maggio 1999, n. 152) e le successive correzioni e integrazioni (D.Lgs. 18 agosto 2000, n. 258) regolamentano le acque dal punto di vista qualitativo ed è recepito dalla legislazione regionale con il Regolamento Regionale 24 marzo 2006, n. 4 (Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della Legge Regionale 12 dicembre 2003, n. 26), e la Legge Regionale 12 dicembre 2003, n. 26 (Disciplina dei servizi locali di interesse economico generale. Norme in materia di gestione dei rifiuti, di energia, di utilizzo del sottosuolo e di risorse idriche).

La Regione Lombardia ha deliberato il nuovo 24 aprile 2019 n. 8 a modifica del Regolamento Regionale 23 novembre 2017 n. 7 recante i criteri e i metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della Legge Regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio). Tale Regolamento prevede che le portate massime di deflusso meteorico scaricate dalle nuove aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non devono risultare maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione.

In sintesi, la normativa di riferimento è la seguente:

- Legge Regionale n.62 del 27 maggio 1985 - Disciplina degli scarichi degli insediamenti civili e delle pubbliche fognature -Tutela delle acque sotterranee dall'inquinamento.
- Piano regionale di risanamento delle acque: Criteri di pianificazione in rapporto alla gestione delle risorse idriche lombarde.
- Decreto Legislativo 11 Maggio 1999 n.152 - Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole.
- Decreto Legislativo 18 Agosto 2000 n.258 - Disposizioni correttive e integrative del D.Lgs. 11 maggio 1999, n. 152, in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, a norma dell'articolo 1, comma 4, della L. 24 aprile 1998, n. 128.
- Regolamento Regione Lombardia 24 marzo 2006 n.4: Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'art. 52, primo comma, lettera a) della Legge Regionale 12 dicembre 2003, n.26.
- Regolamento Regione Lombardia 23 novembre 2017 n.7: Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio).
- Regolamento Regione Lombardia 19 aprile 2019 n.8: Regolamento recante modifiche al Regolamento regionale 23 novembre 2017 n. 7;
- Regolamento Regione Lombardia 28 marzo 2025 n.3: Disposizioni sull'applicazione dei principi dell'invarianza idraulica ed idrologica. Modifiche al regolamento regionale 23 novembre 2017, n. 7 (Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 'Legge per il governo del territorio').

L'art.5 del regolamento 7/2017 e smi definisce che *la gestione delle acque pluviali è effettuato, ove possibile, mediante sistemi che garantiscono l'infiltrazione, l'evapotraspirazione e il riuso*. Il caso in esame vede l'utilizzo di sistemi di infiltrazione.

3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito di progetto ricade all'interno del comune di Cesate, negli Ambiti di trasformazione industriale Ti1, Ti2, Ti6, Ti7 di Via A. Scarlatti.

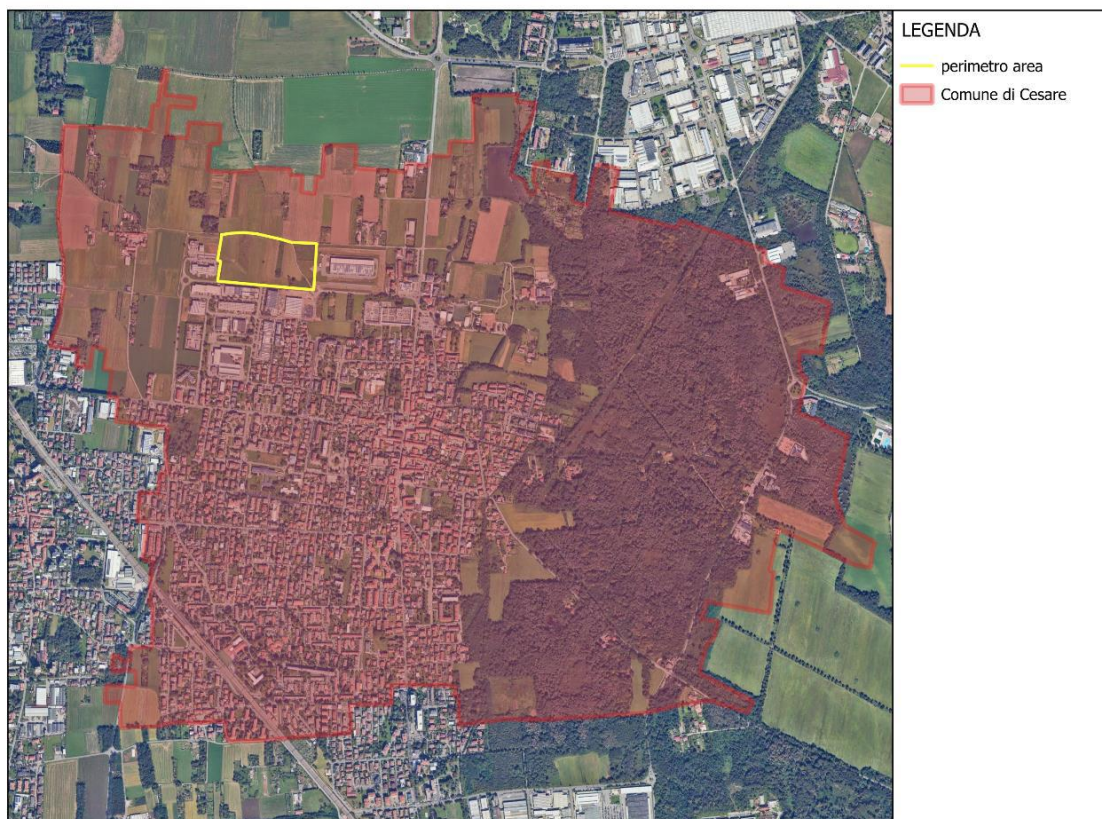


Figura 3-1: inquadramento dell'area di intervento, indicata con perimetro giallo.

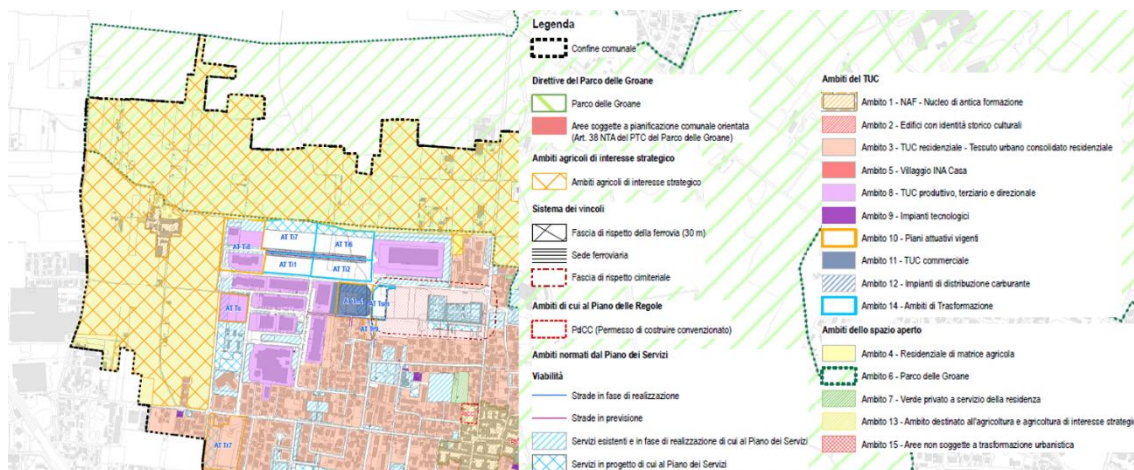


Figura 3-2: inquadramento dell'area di intervento (Ti1, Ti2, Ti6, Ti7) nella tavola di Azzonamento del PGT del comune di Cesate Variante Generale ai sensi della LR 12/05 e smi, PDR - Piano delle Regole.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – IDROGEOLOGICO

Come riportato nel ENVIRONMENTAL COMPLIANCY REPORT del 23/10/2024, nel sito sono state effettuate 15 prove penetrometriche. Esse evidenziano in ordine di profondità, sotto al primo strato di terreno di coltivo, uno strato di limo con argilla debolmente sabbioso ed un seguente strato di sabbia con ghiaia limosa e presenza di ciottoli.



Figura 4-1: individuazione delle prove geologiche eseguite.

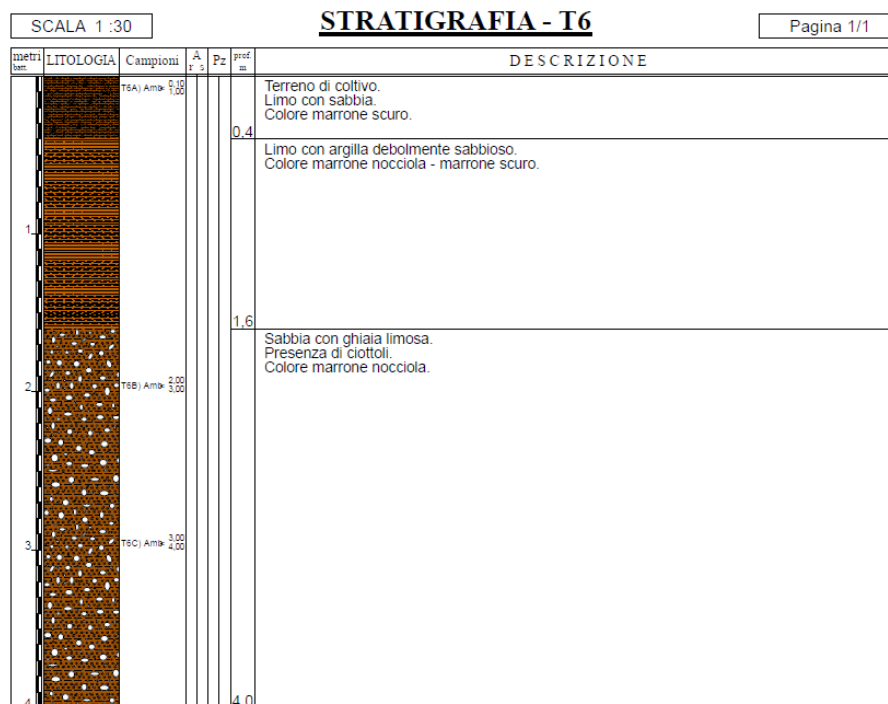


Figura 4-2: Stratigrafia della prova penetrometrica T6.

Lo strato di sabbia con ghiaia limosa e presenza di ciottoli si trova a profondità variabile tra 1.1 m e 2.3m e si estende fino al fondo delle prove (pari a 4m).

Esso risulta adatto alla realizzazione di opere di invaso e dispersione secondo le categorie riportate nel rr07/2017 e smi. Le opere di invaso e dispersione dovranno essere poste a quota tale da impostarsi su tale strato che permette l'infiltrazione a sottosuolo delle acque convogliate nelle trincee.

Il coefficiente di permeabilità dovrà essere determinato da prove di permeabilità tipo Lefranc, da effettuarsi in sito in sede di progettazione esecutiva. In sede di invarianza idraulica, in conformità alla tabella seguente estratta dal RR 07/2017 e in base a confronti conoscenza il geologo di riferimento, si assume un coefficiente di permeabilità di $1.5 \cdot 10^{-5}$ m/s.

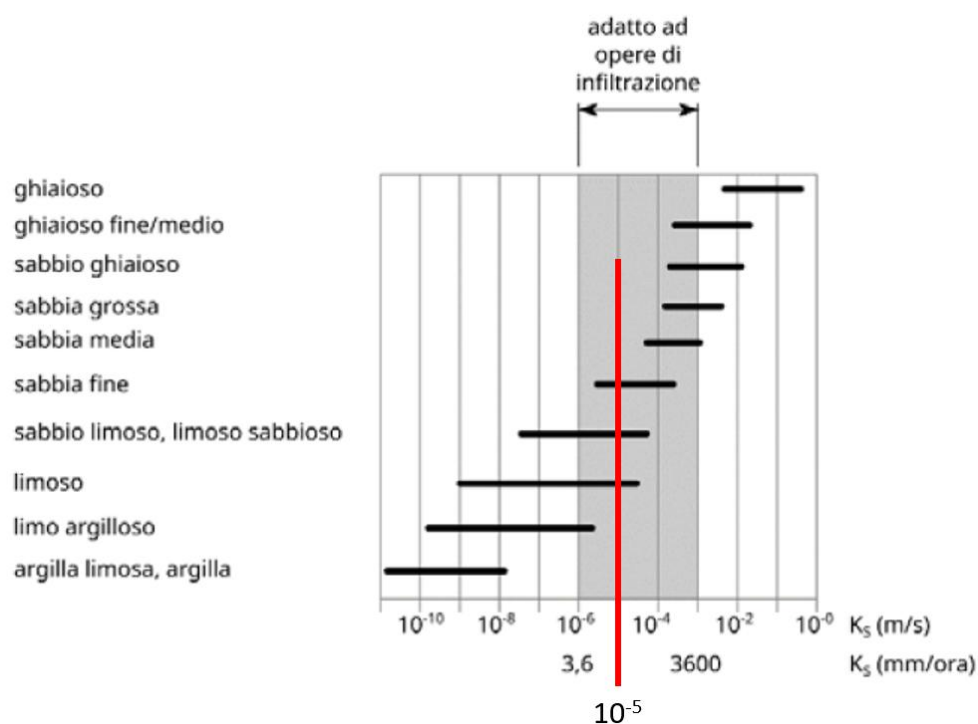


Figura 4-3: coefficiente di permeabilità – estratto da figura 4 all'allegato F del RR 07/2017.

Le prove evidenziano l'assenza di falda freatica nella profondità indagata la cui soggiacenza viene, infatti, indicata a circa 33m dalle carte del PGT del comune di Cesate.

Si analizzano le cartografie di carattere geologico inerenti allo studio del PGT di Cesate.

Dal punto di vista geologico, l'area di intervento, cerchiata in rosso nella figura seguente, si insedia nell'unità geologica "Sistema di Binago".

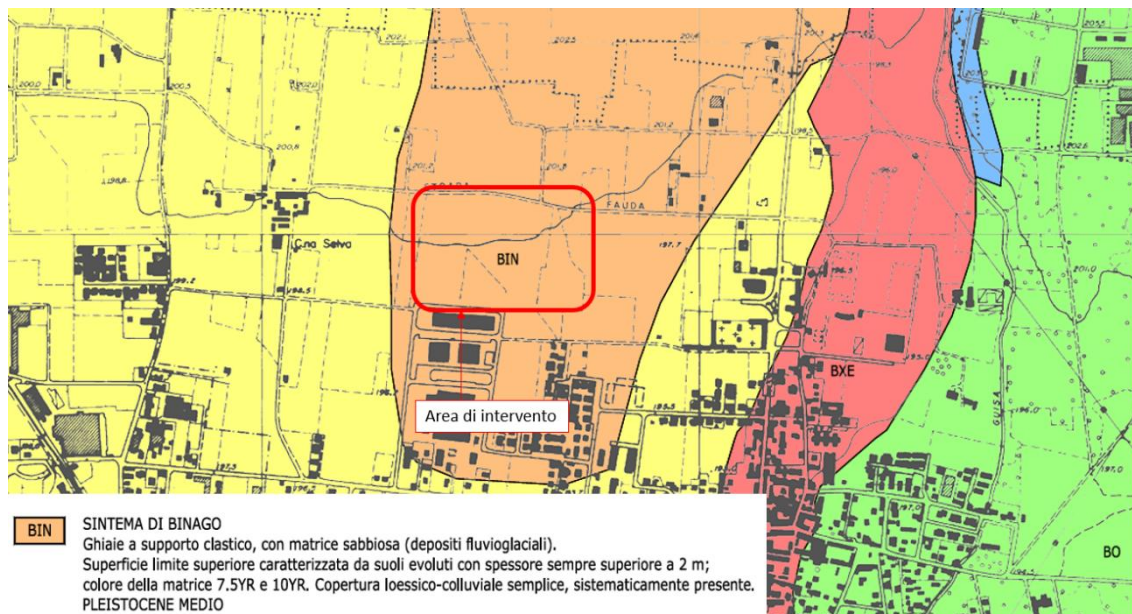


Figura 4-4: inquadramento geologico estratto dal PGT del comune di Cesate Variante Generale ai sensi della LR 12/05 e smi.

Il sistema di Binago è costituito da ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa (depositi fluvioglaciali) e in superficie è caratterizzato da suoli evoluti con spessore superiore a 2m.

L'area del Sito rientra in Classe 2 – fattibilità con modeste limitazioni, per quanto riguarda la fattibilità geologica.

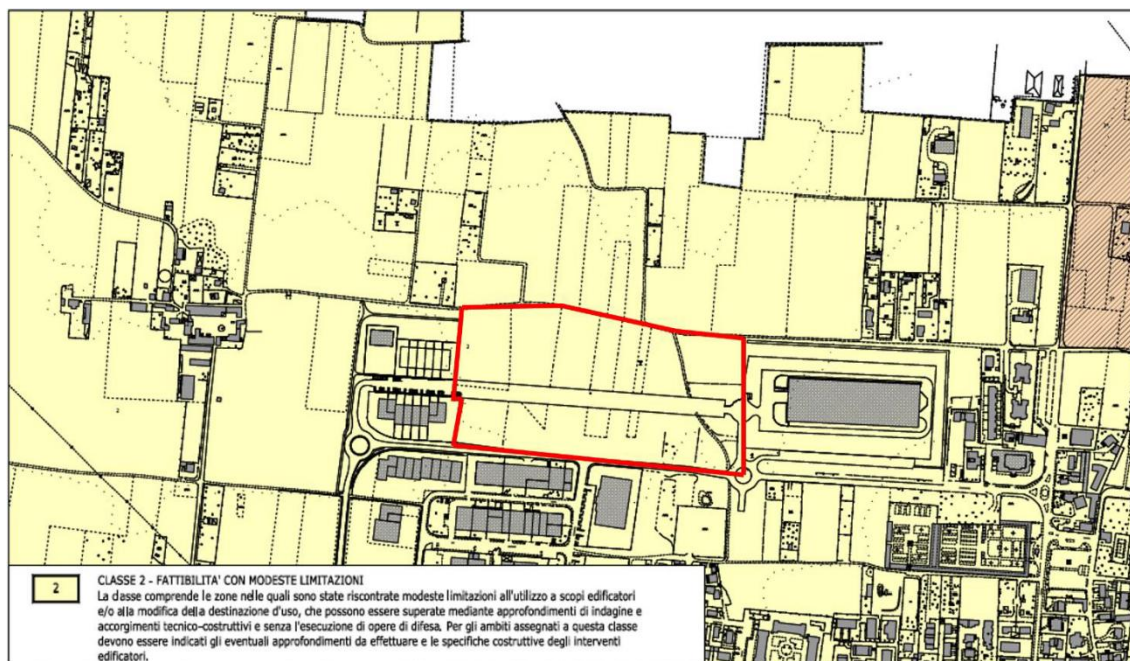


Figura 4-5: estratto della carta di fattibilità geologica dal PGT del comune di Cesate Variante Generale ai sensi della LR 12/05 e smi.

La classe 2 prevede modeste limitazioni all'utilizzo di queste aree a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa.

Dal punto di vista idrogeologico, l'area è interessata da un acquifero di tipo libero con media vulnerabilità e soggiacenza di circa 33 m rispetto al p.c..

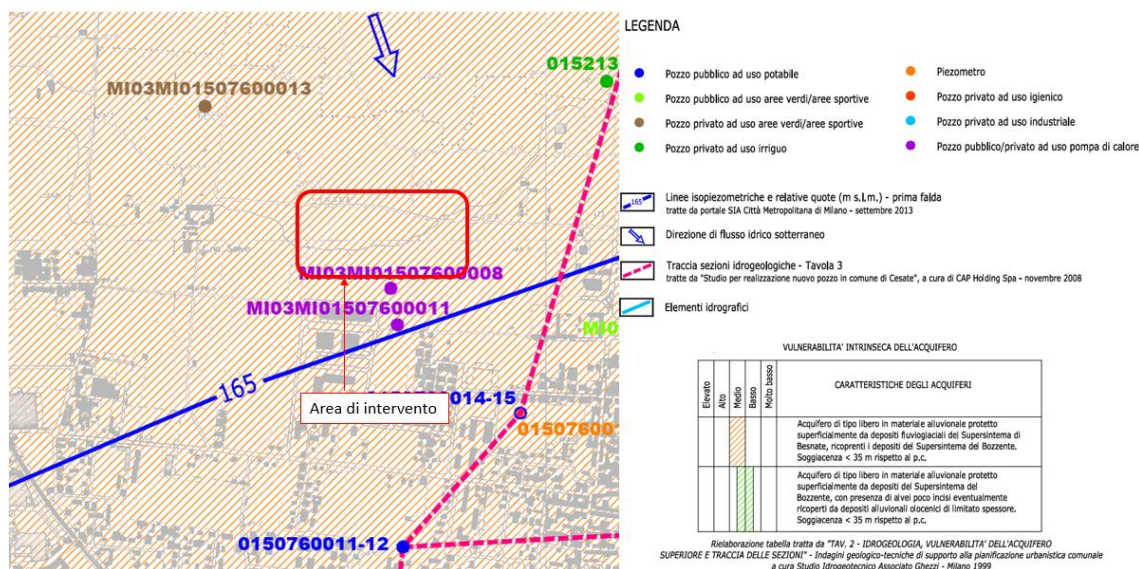


Figura 4-6: estratto della carta di inquadramento idrogeologico del PGT del comune di Cesate.

L'acquifero scorre su uno strato di materiale alluvionale protetto superficialmente da depositi fluvioglaciali del Supersistema di Besnate.

Date le profondità, l'acquifero non influisce con le opere di progetto e permette l'uso di opere di infiltrazione a sottosuolo delle acque meteoriche.

La carta della componente idrogeologica del piano di governo del territorio comunale sopra riportata, riporta la presenza di due pozzi pubblici o privati ad uso pompa di calore a sud del lotto di intervento.

Essi risultano essere pozzi privati come riportato nella carta dei pozzi della città Metropolitana di Milano, per uso a pompa di calore o a verde e non per uso domestico/umano.



Figura 4-7: estratto mappa "Pozzi e Piezometri nel territorio di Città Metropolitana".

5. INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

L'area di interesse non è attraversata da reti idrografiche principali o minori.

A est dell'area di intervento, si sviluppa il Torrente Guisa in direzione nord-sud, a distanza di circa 1km dall'area stessa.

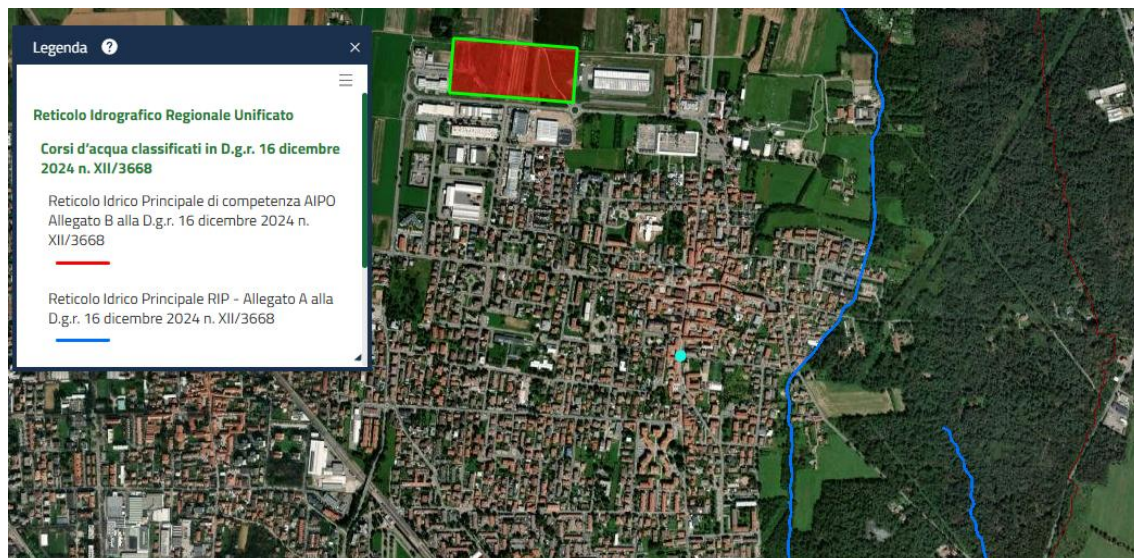


Figura 5-1: individuazione del reticolo idrografico in prossimità dell'area di intervento (retino rosso) - estratto dal webgis della regione Lombardia <https://www.cartografia.servizirl.it/>

6. VINCOLI IDRAULICI

L'area di intervento non è interessata da vincoli idraulici, come si evince dall'estratto della carta dei vincoli del PGT del comune di Cesate, riportato di seguito.

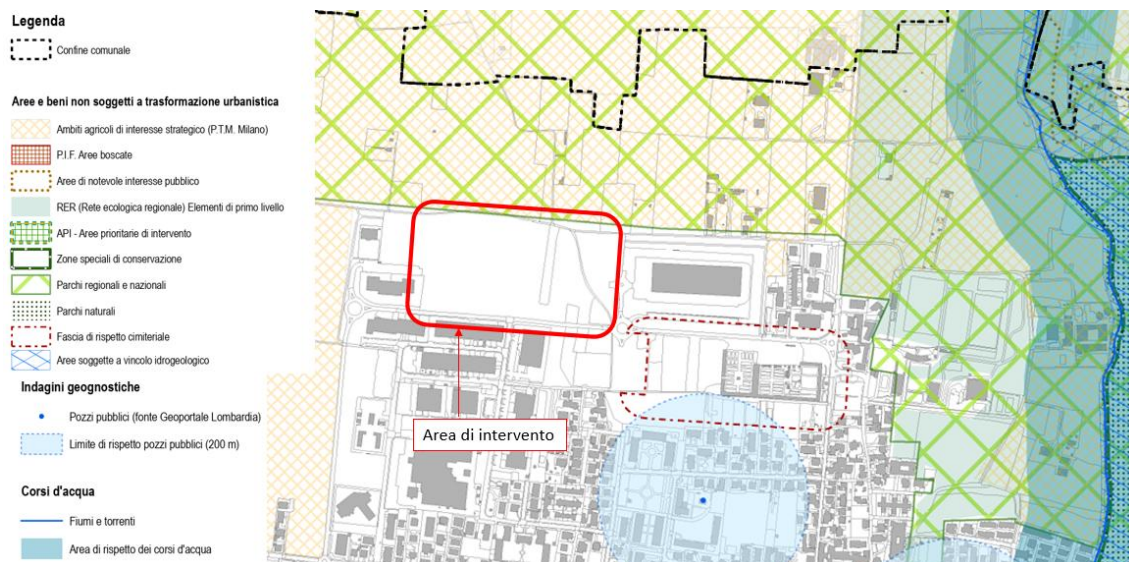


Figura 6-1: Stralcio Carta dei vincoli del PGT Comune di Cesate, in rosso il sito d'intervento.

Il sito non interessa la fascia di rispetto del Torrente Guisa, e non rientra nella zona di rispetto captazioni ad uso idropotabile sita a sud-est dello stesso.

I due pozzi privati a sud dell'area di intervento, non generano vincoli di rispetto degli stessi in quanto destinati ad uso non potabile.

È perciò possibile prevedere opere di infiltrazione delle acque meteoriche a sottosuolo.

Come evidenziato anche nel Documento "Due Diligence Report – Flood risk", l'area non è soggetta a prescrizione del PGRA in quanto non rientra nelle zone allagabili sia per lo scenario di pericolosità/probabilità di evento raro, sia per lo scenario di pericolosità/probabilità di evento frequente.

7. PRINCIPI DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA

In base all'art 3 del Regolamento Regionale n. 7/2017 e smi (n. 8/2019) l'intervento in progetto richiede misure di invarianza idraulica ed idrologica (comma 2 b) – interventi di nuova costruzione.

Il Comune di Cesate, ai sensi dell'art. 7 comma 3 e allegato C, ricade in un ambito con *criticità idraulica A*.

Il suddetto Regolamento prevede differenti modalità di calcolo, in funzione della classe di intervento e dell'ambito territoriale in cui esso ricade, come da tabella 1 di cui all'art. 9.

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFLUSSO MEDIO PONDERALE DELL'INTERVENTO	MODALITÀ DI CALCOLO	
				AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)	
				Aree A, B	Aree C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤ 0,03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi articolo 12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 mq a ≤ 1.000 mq)	≤ 0,4	Requisiti minimi articolo 12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 a ≤ 1.000 mq)	> 0,4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		da > 0,1 a ≤ 1 ha (da > 1.000 a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	≤ 0,4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	> 0,4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	
		> 10 ha (> 100.000 mq)	qualsiasi		

Figura 7-1: tabella 1 art. 9 rr 7/2017.

Ai sensi dell'art. 3 comma 5) del Regolamento, "le misure di invarianza idraulica e idrologica si applicano alla sola superficie del lotto interessata dall'intervento comportante una riduzione della permeabilità del suolo rispetto alla condizione preesistente all'urbanizzazione e non all'intero lotto".

L'intervento in oggetto si classifica come "impermeabilizzazione potenziale alta" in quanto l'area di trasformazione si estende per circa 5.5 ha, con un coefficiente di deflusso medio ponderale di progetto di 0.87.

	Stato di fatto			Stato di progetto		
Aree	Superficie [mq]	ϕ	$S \times \phi$ [mq]	Superficie [mq]	ϕ	$S \times \phi$ [mq]
Area verde	54'987.0	0.3	16'496	10'508.5	0.3	3'153
Area impermeabile	0.0	1.0	0	24'677.0	1.0	24'677
Coperture	0.0	1.0	0	19'801.5	1.0	19'802
Totale	54'987	0.30	16'496	54'987	0.87	47'631

Tabella 7-1: Coefficiente di deflusso medio ponderale dell'area di intervento.

Dall'area di intervento viene esclusa l'area a verde attrezzata prevista dal piano dei servizi del comune, per una superficie di 11'920mq.

Per cui il calcolo dei volumi deve rispettare i requisiti minimi di cui all'art. 12 comma 2, e seguire la procedura dettagliata indicata all'art. 11 e allegato G.

Essendo effettivamente, ogni lotto trattato in maniera indipendente, si hanno 5 bacini scolanti dal punto di vista idraulico. La procedura dettagliata viene applicata all'area scolante maggiore, ovvero l'"area impianti".

Area di intervento	Superficie [mq]	Coefficiente di deflusso	Area di deflusso [mq]
Edificio sud	10'798	1.00	10'798
Edificio nord	9'004	1.00	9'004
Area impianti	12'465	1.00	12'465
Strade e parcheggi nord	8'730	0.91	7'953
Strade e parcheggi sud	6'242	0.77	4'806

Tabella 7-2: Coefficiente di deflusso medio ponderale per ogni sottobacino in progetto.

Ai sensi degli artt. 12, comma 2, del Regolamento il *volume di invaso minimo* da garantire per l'ambito di progetto, localizzato in un'area ad alta criticità il volume di invaso minimo si riferisce ad un contributo di invaso pari a 800mc/ha.

Il *tempo di svuotamento* del sistema disperdente è funzione del volume di laminazione e delle portate uscenti dall'invaso di laminazione costituite dalla portata scaricabile nel ricettore Q_{lim} (nel rispetto della portata limite ammissibile di cui all'articolo 8 del Regolamento) e dalla portata di infiltrazione attraverso il sistema disperdente Q_{inf}, ovvero:

$$tempo_{svuotamento} = \frac{Volume\ invaso}{Q_{lim} + Q_{inf}}$$

In base dell'art. 11 il tempo di svuotamento *non deve superare le 48 ore, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile*. Nel caso in cui tale assunto non sia rispettato, il volume deve essere tale da poter accogliere un evento della stessa entità di quello di progetto nelle 48.

Allo stato di fatto l'area di intervento ha una superficie completamente verde, con coefficiente di deflusso pari a 0.3 secondo rr07/2017.

L'area non è interessata da corpi idrici della rete principale o minore.



Figura 8-1: individuazione dell'area di intervento su mappa – rettangolo rosso.

9. DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di un nuovo data-center con una superficie complessiva di circa 6.7 ha.

Di questi, 11'920mq vengono ceduti al comune di Cesate, per cui nello studio di invarianza idraulica si considera solo l'area che resterà privata che si estende per circa 5.5 ha.

Si riporta di seguito i 5 sottobacini in cui si suddivide l'area da un punto di vista idraulico: Edificio Nord e Sud, Parcheggi e strade Nord e Sud, Area impianti.

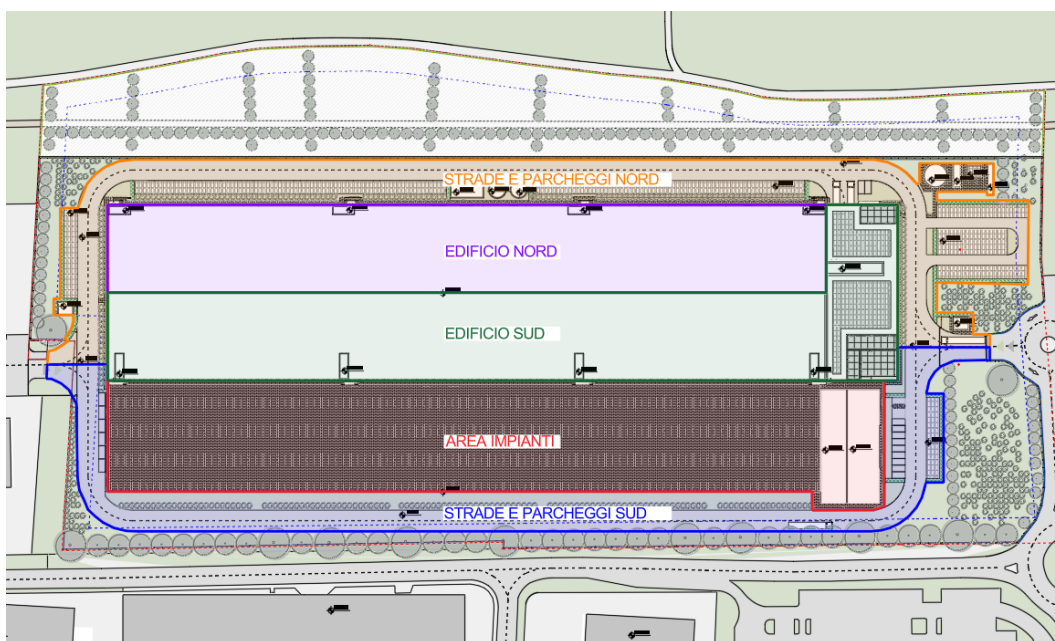


Figura 9-1: Individuazione dei sottobacini di progetto.

Ognuno è dotato di un suo sistema di raccolta, allontanamento, trattamento, invaso e dispersione delle acque meteoriche.

Le acque afferenti alle nuove impermeabilizzazioni sono raccolte tramite un sistema di caditoie per lo più puntuali, o lineari nei casi in cui necessità specifiche ne rendano più opportuna l'applicazione.

Le aree di movimentazione e di sosta sono servite da vasche di prima pioggia in accumulo a depurazione delle acque di prima pioggia che dilavano le superfici da eventuali fattori inquinanti. A monte della vasca di prima pioggia il pozzetto scolmatore, opportunamente dimensionato, permette la divisione tra le prime piogge, che proseguono verso l'impianto

di depurazione, dalle seconde piogge che sfiorano e proseguono verso il sistema di invaso e dispersione.

Le acque di prima pioggia sono soggette a dissabbiatura, disoleazione in modo tale da essere scaricate in fognatura. A valle del sistema di trattamento delle prime piogge, è posto il pozzetto di prelievo.

Tali impianti non sono oggetto del presente studio di invarianza idraulica.

A valle del sistema di trattamento e della rete di trasporto delle seconde piogge, è posta la vasca di laminazione e dispersione. Le acque raccolte da edifici e da aree non soggette al RR 4, del 24 marzo 2006, vengono direttamente recapitate a sottosuolo. Anche se non richiesto dal punto di vista normativo, è opportuno sottoporre a dissabbiatura le acque pluviali prima di immetterle nel sistema di invaso e dispersione, in modo da evitare l'intasamento dell'opera stessa.

Il sistema di invaso e dispersione è dimensionato nel rispetto del **principio di invarianza idraulica** di cui alla Legge Regionale N° 7 del 27 novembre 2017 *"Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)"* e smi.

Per maggiori dettagli sulle reti idrauliche di progetto si rimanda all'allegato grafico.

10. ANALISI IDROLOGICA

10.1 Curva di possibilità pluviometrica

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno. L'altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, è l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) e in assenza di perdite.

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h = a * t^n$$

con:

- h= altezza di pioggia [mm]

- t = durata dell'evento meteorico [ore]
- a = coefficiente pluviometrico orario [mm/h]
- n = coefficiente di scala adimensionale.

I parametri a e n dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.

I parametri sono stati ricavati dal portale Idrologico Geografico ARPA Lombardia (<http://idro.arpalombardia.it/pmapper-4.0/map.phtml>), come specificato nell'allegato G del Regolamento Regionale 7/2017.

Sono state dapprima ricavati i parametri della linea segnalatrice di possibilità pluviometrica per durate da 1 a 24 ore, che sono riassunti nella seguente immagine, tratta dal portale suddetto.

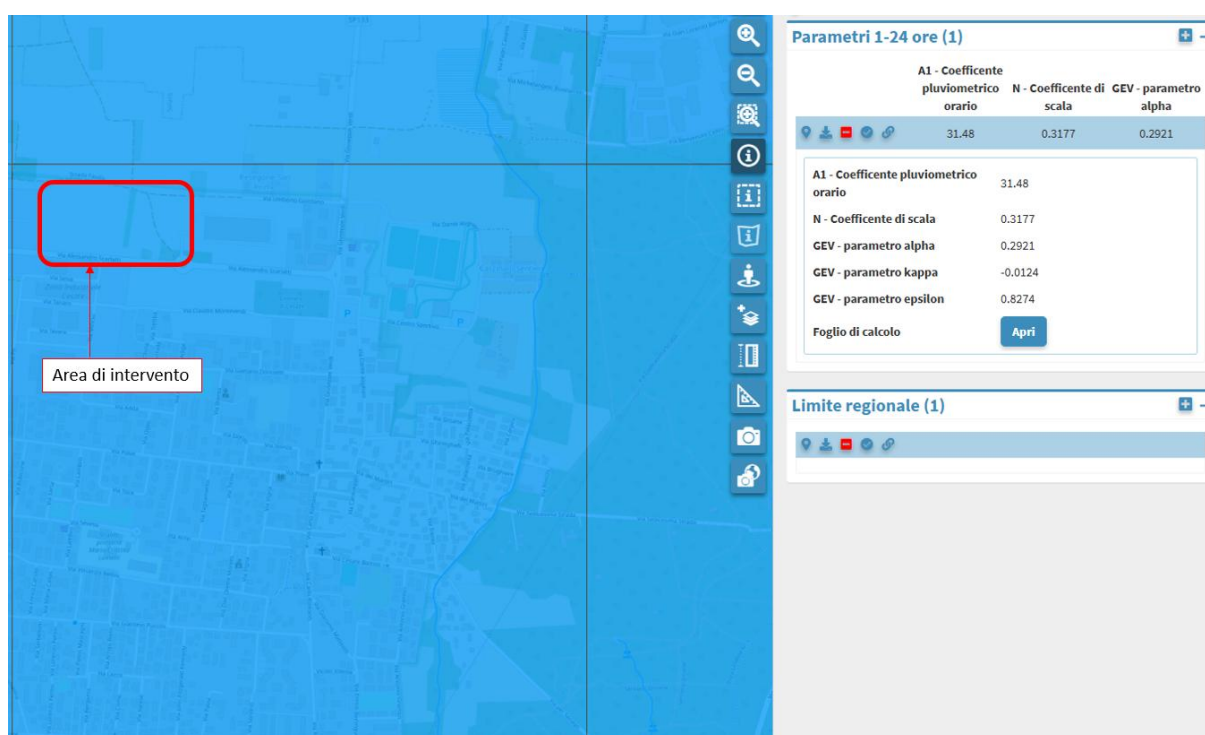


Figura 10-1: linee segnalatrici 1-24 ore (portale <http://idro.arpalombardia.it/pmapper-4.0/map.phtml>).

Questi dati sono stati elaborati con il foglio Excel disponibile nel sito stesso e illustrato nella figura 9.

La curva di possibilità pluviometrica per un evento meteorico superiore all'ora risulta:

- per *TR 50 anni*
 - $a = 62.81$
 - $n = 0.318$
- per *TR 100 anni*
 - $a = 69.58$
 - $n = 0.318$

Come riportato nel Regolamento (allegato G) *per le durate inferiori all'ora si possono utilizzare, in carenza di dati specifici, tutti i parametri indicati da ARPA tranne il parametro n per il quale si indica il valore $n = 0,5$ in aderenza agli standard suggeriti dalla letteratura tecnica idrologica.*

Pertanto per eventi meteorici con durata inferiore o uguale a un'ora:

- $a = 62.81$ (TR 50 anni); $a = 69.58$ (TR 100 anni)
- $n = 0.50$

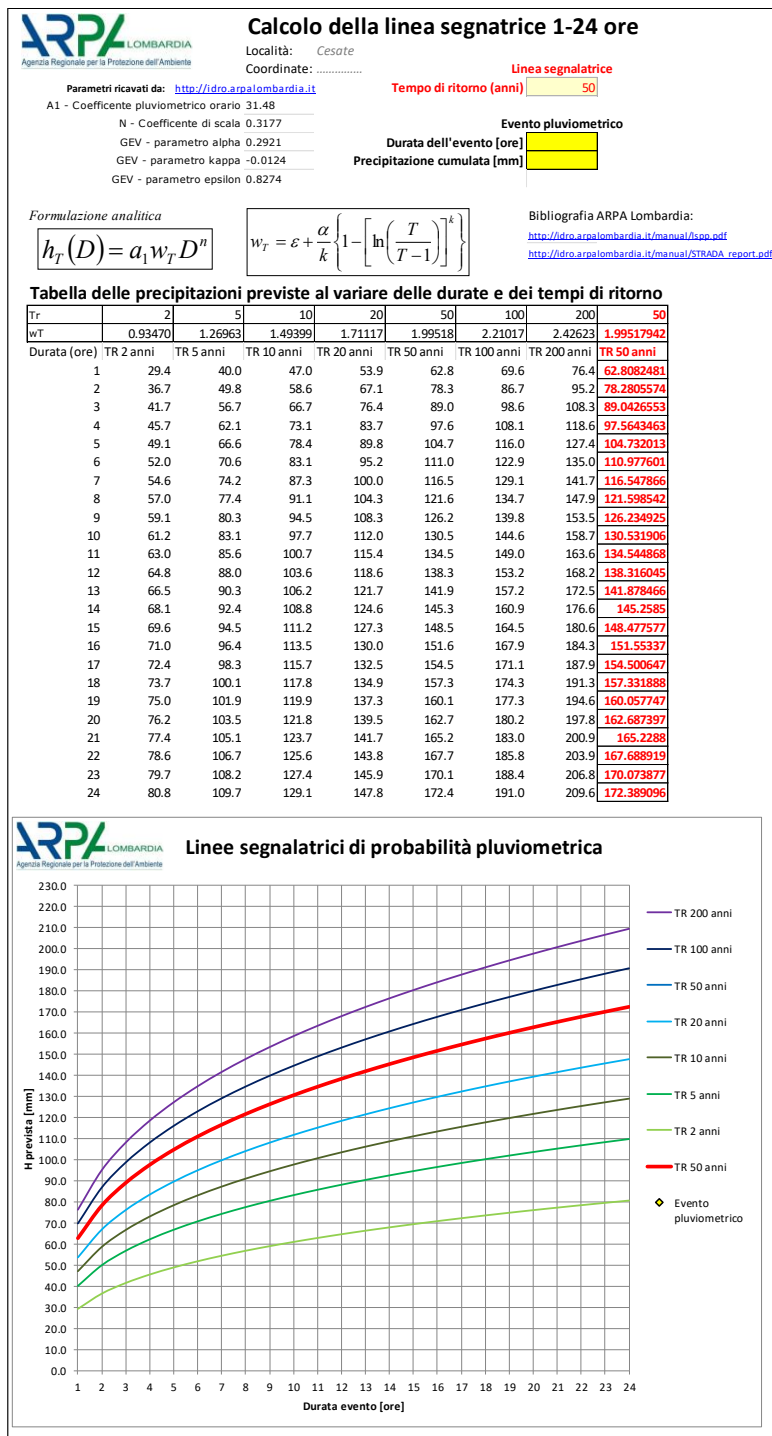


Figura 10-2: Curve di possibilità pluviometrica per durate superiori a 1 ora.

10.2 Tempo di corrivazione

La risposta idrologica di un bacino è direttamente proporzionale alla precipitazione e al coefficiente di deflusso e inversamente proporzionale al tempo di corrivazione.

Il tempo di corrivazione è definito in via teorica come il tempo che impiega la precipitazione che cade nella parte più distante del bacino a raggiungere la sezione terminale; una definizione migliore è che esso rappresenta l'intervallo dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto l'afflusso contribuisce al deflusso nella sezione terminale.

Per quanto riguarda la stima dei tempi di corrivazione per aree urbane, si è fatto riferimento alla formulazione proposta dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland (1971) e alla formula di Ventura.

Il tempo di corrivazione assunto per ognuno è di seguito riportato in grassetto.

Sottobacino	Tempo di corrivazione Maryland [min]	Tempo di corrivazione Ventura [min]	Tempo di corrivazione assunto [min]
Globale	37.0	45.0	35
Edificio sud	27.7	22.7	25
Edificio nord	27.7	21.2	25
Area impianti	26.0	24.7	25
Strade e parcheggi nord	26.0	21.1	25
Strade e parcheggi sud	26.0	17.6	25

Tabella 10-1: Tempo di corrivazione per i sottobacini.

La formulazione del Maryland esprime il tempo di corrivazione come di seguito:

$$T_c = \left[\frac{26.3 \cdot \left(\frac{L}{K_s} \right)^{0.6}}{3600^{0.4(1-n)} \cdot a^{0.4} \cdot i^{0.3}} \right]^{\frac{1}{(0.6+0.4 \cdot n)}}$$

essendo L la lunghezza del collettore in m calcolata dal suo inizio fino alla sezione di chiusura, K_s il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler in $m^{1/3}/s$, i la pendenza media del bacino, a (m/ora^n) ed n parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

Al valore ottenuto da tale formulazione va sommato il parametro T_e , definito come tempo di ruscellamento o tempo di ingresso in rete, ed inteso come il tempo massimo che impiegano le particelle di pioggia a raggiungere il condotto a partire dal punto di caduta. Al tempo di ruscellamento si assegnano valori variabili a seconda dell'estensione dell'area oggetto di studio, del grado di urbanizzazione del territorio e dell'acclività dei terreni.

Nel caso di specie trattandosi di aree completamente urbanizzate, dotate di caditoie e/o griglie di raccolta, con adeguate pendenze longitudinali e trasversali si è scelto di utilizzare un tempo di ruscellamento T_e di 5 minuti.

Il coefficiente di scabrezza relativo a condotte in calcestruzzo in cui scorre l'acqua piovana raccolta è di $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, scelto tra i valori più bassi per condotte in cemento come da letteratura (tabella 10-3).

Il calcolo del T_c è stato eseguito per ogni sottobacino ed i risultati sono di seguito riportati.

Sottobacino	Coefficiente di scabrezza $K_s \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$	Pendenza $i \text{ [m/m]}$	Lunghezza $L \text{ [m]}$	Tempo di corrvazione in rete $T_c \text{ [min]}$
Globale	70	0.01	900	37.0
Edificio sud	70	0.01	610	27.7
Edificio nord	70	0.01	610	27.7
Area impianti	70	0.01	560	26.0
Strade e parcheggi nord	70	0.01	560	26.0
Strade e parcheggi sud	70	0.01	560	26.0

Tabella 10-2: Tempo di corrvazione per i sottobacini - Civil Engineering Department dell'Università del Maryland (1971).

Materiale dei tubi e loro specificazioni: tipo di rivestimento e stato delle pareti	γ [m ^{1/2}]	m [m ^{1/2}]	k [m ^{1/3} ·s ⁻¹]	t [mm]
<i>Vetro</i>	—	—	—	0,001 + 0,002
<i>Materie plastiche</i> polivinil cloruro - polietilene - polipropilene	—	—	—	0,002 + 0,004
<i>Metalli colorati</i> rame - ottone - piombo	—	—	—	0,004 + 0,01
alluminio	—	—	—	0,015 + 0,05
<i>Cemento amianto</i> vecchi e nuovi	0,06	0,10	110 + 100	0,10 + 0,15
<i>Acciaio (tubi trafilati)</i> tipo Mannesmann, nuovi	0,10	0,16	95	0,2 + 0,5
tipo Mannesmann, in servizio corrente	0,16	0,23	83	0,6 + 1,2
bitumati, nuovi	0,10	0,16	95	0,2 + 0,5
bitumati, centrifugati, nuovi, giunti Gibault, d < 350 mm	—	—	—	0,01
<i>Acciaio (tubi saldati)</i> non rivestiti, nuovi	0,06	0,10	110 + 100	0,10 + 0,15
bitumati o catramati a freddo, nuovi	0,10	0,16	95	0,2 + 0,5
bitumati a caldo	—	—	—	0,025 + 0,04
catramati, in servizio corrente	0,16	0,23	83	0,6 + 1,2
<i>Lamiere (tubi chiodati)</i> chiodatura long. doppia, giunti conici	0,16	0,23	83	0,6 + 1,2
chiodatura long. doppia, trasv. semplice, giunto cilindrico in servizio corrente	0,20	0,275	75	1,5 + 2,0
chiodatura long. tripla o quadrupla, trasversale doppia	0,29	0,375	65	3,5 + 6
<i>Ghisa</i> nuovi	0,16	0,23	83	0,6 + 1,2
in servizio corrente, qualunque diametro	0,23	0,29	73	2 + 4
in servizio da diversi anni	0,29	0,375	65	3,5 + 0,6
in servizio da molti anni, fortemente incrostati e tuberculizzati	0,36	0,45	60	6 + 10
centrifugata fusa verticalmente bitum. o catram. per immersione, d < 400 mm in servizio corrente	0,23	0,29	73	2 + 4
<i>Cemento</i> lisciato accuratamente, d < 200 mm	0,12	0,175	90	0,4 + 0,7
ben lisciato (acqua limpida), d > 400 mm	0,18	0,25	80	1,2 + 1,8
ben lisciato curve strette (acqua non limpida), d < 400 mm	0,23	0,29	73	2 + 4
centrifugato	—	—	—	0,16
armato costruito fuori opera, in servizio corrente, d > 600 mm	0,10	0,16	95	0,2 + 0,5
armato costruito fuori opera, in servizio corrente, 400 < d < 600 mm	0,12	0,175	90	0,4 + 0,7
<i>Gres</i> nuovi	0,18	0,25	80	1,2 + 1,8
in servizio da anni	0,25	0,35	68	2,5 + 4,5

Tabella 10-3: Coefficienti di scabrezza per diverse tubazioni.

La formula di Ventura indica il tempo di corrivazione in ore come funzione dell'area sottesa A in km^2 , e della pendenza media dell'asta o della superficie scolante i in m/m , a cui si somma il tempo di ritardo di 5 minuti:

$$t_c = 0.127 \cdot A^{0.5} \cdot i^{0.5} + t_r$$

Il calcolo del T_c è stato eseguito per ogni sottobacino ed i risultati sono di seguito riportati.

Sottobacino	Area [km^2]	Pendenza media dell'asta [m/m]	Tempo di corrivazione in rete T_c [min]	Tempo di ritardo T_r [min]	Tempo di corrivazione [min]
Globale	0.0550	0.002	40.0	5.0	45.0
Edificio sud	0.0108	0.002	17.7	5.0	22.7
Edificio nord	0.0090	0.002	16.2	5.0	21.2
Area impianti	0.0125	0.002	19.0	5.0	24.0
Strade e parcheggi nord	0.0087	0.002	15.9	5.0	20.9
Strade e parcheggi sud	0.0062	0.002	13.5	5.0	18.5

Tabella 10-4: Tempo di corrivazione per i sottobacini – formula di Ventura.

11. INVARIANZA IDRAULICA ED IDROLOGICA

Ai sensi dell'art. 11 del Regolamento Regionale n. 8/2019 per il progetto di invarianza idraulica e idrologica devono essere assunti i seguenti valori di tempo di ritorno:

- $T = 50$ anni: tempo di ritorno da adottare per il dimensionamento delle opere di laminazione o anche infiltrazione con un adeguato grado di sicurezza delle stesse;
- $T = 100$ anni: tempo di ritorno da adottare per la verifica del grado sicurezza delle opere come sopra dimensionate.

I parametri pluviometrici considerati si riferiscono alle piogge minori di 1 ora anche per durate di pioggia maggiori all'ora sono i seguenti:

- $a = 62.81$ (TR 50 anni); $a = 69.58$ (TR 100 anni)
- $n = 0.50$

Tali assunzioni sono a favore di sicurezza e considerano il cambiamento climatico in atto che porta a scrosci e piogge sempre più consistenti.

I nuovi lotti di progetto sono dotati di opere di invaso e dispersione delle piogge non soggette ad inquinamento, ovvero delle seconde piogge o delle acque raccolte dalle coperture di edifici o non carrabili.

Le acque soggette ad inquinamento potenziale, quali le prime piogge da zone di sosta e transito degli automezzi, e le acque provenienti dalle zone a rischio diretto di sversamento di carburante, sono laminate in vasche e scaricate con portata laminata in fognatura.

11.1 Coefficiente medio di deflusso

Ai sensi dell'art. 11 comma 2 punto d), il coefficiente di deflusso medio ponderale è pari a 1.0 per i tre sottobacini di Edificio e area impianti, 0.91 per le strade e i parcheggi nord, e 0.77 per le strade e i parcheggi sud.

Area di intervento	Superficie [mq]	Coefficiente di deflusso	Area di deflusso [mq]
Edificio sud	10'798	1.00	10'798
Edificio nord	9'004	1.00	9'004
Area impianti	12'465	1.00	12'465
Strade e parcheggi nord	8'730	0.91	7'953
Strade e parcheggi sud	6'242	0.77	4'806

Tabella 11-1: Coefficiente di deflusso medio ponderale per ogni lotto in progetto.

Di seguito vengono riassunte le superfici e le caratteristiche pedologiche dei singoli sottobacini analizzati per opere di invaso ed infiltrazione da cui vengono serviti:

Le caratteristiche pedologiche delle tre aree sono di seguito riportate.

	Edificio nord		
Aree	Superficie [mq]	φ	$S \times \varphi$ [mq]
Area verde	0.0	0.30	0.0
Coperture	9'004	1.00	9'004
Totale	9'004	1.00	9'004

Tabella 11-2: Estensione e coefficiente di deflusso – Edificio nord.

	Edificio sud		
Aree	Superficie [mq]	φ	S x φ [mq]
Area verde	0.0	0.30	0
Area impermeabile	0.0	1.00	0
Coperture	10'798	1.00	10'798
Totale	10'798	1.00	10'798

Tabella 11-3: Estensione e coefficiente di deflusso – Edificio sud.

	Strade e parcheggi nord		
Aree	Superficie [mq]	φ	S x φ [mq]
Area verde	1'110	0.30	333
Area impermeabile	7'620	1.00	7'620
Tumulo serbatoi	0.0	0.30	0
Totale	8'730	0.91	7'953

Tabella 11-4: Estensione e coefficiente di deflusso – Strade e parcheggi nord.

	Strade e parcheggi sud		
Aree	Superficie [mq]	φ	S x φ [mq]
Area verde	2'051	0.30	615
Area impermeabile	4'191	1.00	4'191
Totale	6'242	0.77	4'806

Tabella 11-5: Estensione e coefficiente di deflusso – Strade e parcheggi sud.

	Area impianti		
Aree	Superficie [mq]	φ	S x φ [mq]
Area verde	0	0.30	0
Area impermeabile	12'465	1.00	12'465
Coperture	0	1.00	0
Totale	12'465	1.00	12'465

Tabella 11-6: Estensione e coefficiente di deflusso – Area impianti.

11.2 Calcolo dei volumi di laminazione

Il volume di laminazione da adottare per la progettazione degli interventi di invarianza idraulica e idrologica è il maggiore tra quello risultante dai calcoli di attuazione del metodo delle piogge e quello valutato in termini parametrici come requisito minimo di cui all'articolo 12, comma 2 del Regolamento Regionale n. 7/2017 e smi, se nonché del metodo dettagliato per il sottobacino Area impianti.

11.2.1 Volume minimo

Secondo il regolamento Regolamento Regionale n. 7/2017 e smi, i requisiti minimi di invaso prevedono un volume generato da un contributo di invaso di 800mc/ha per ogni ettaro di superficie impermeabile.

Il volume di invaso minimo da compensare è sotto riportato per i diversi sottobacini.

Area di intervento	Area di deflusso [mq]	Contributo di invaso minimo decurtato del [mc/ha]	Volume di invaso minimo Wmin [mc]
Edificio sud	10'798	800	864
Edificio nord	9'004	800	720
Area impianti	12'465	800	997
Strade e parcheggi nord	7'953	800	636
Strade e parcheggi sud	4'806	800	385

Tabella 11-7: Volume di invaso secondo i requisiti minimi – aree pubbliche.

ricavato come sotto:

$$W_{min} = S \cdot \varphi \cdot v \cdot m^3 / ha$$

Dove S è la superficie servita in ettari, φ il coefficiente medio di deflusso, v il contributo minimo di invaso pari a 800 mc/ha.

11.2.2 Metodo delle sole piogge

Si determina di seguito il volume di invaso con il metodo delle sole piogge per Tr 50 anni.

L'invaso è ottenuto tramite trincee drenanti.

Determinata la portata in uscita scaricata dalle stesse, viene calcolato il volume critico col metodo delle piogge.

L'equazione di continuità è:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = dW(t) / dt$$

in cui:

- $Q_e(t)$ è la portata, nota o predeterminata, in ingresso all'istante generico (t); essa dipende sia dall'evento meteorico considerato che dalle caratteristiche del bacino e della rete di drenaggio a monte della vasca stessa;
- $Q_u(t)$ è la portata in uscita, pari alla portata infiltrata;
- $W(t)$ è il volume invasato all'istante t.

Il volume d'acqua che entra nei sistemi di invaso, per effetto di una pioggia di durata θ è pari a:

$$W_e = S \cdot \varphi \cdot a \cdot t^n$$

In cui:

- S: superficie drenante
- φ : coefficiente di afflusso costante del bacino drenato a monte dell'invaso, assunto pari a 1
- a: coefficiente pluviometrico orario [mm/h], definito in altro paragrafo
- n: coefficiente di scala adimensionale, definito in altro paragrafo
- t: la durata dell'evento pluviometrico considerato

Nello stesso periodo il volume in uscita è:

$$W_u = Q_u \cdot t$$

Il volume invasato nel periodo "t" è la differenza tra i volumi entranti ed uscenti:

$$W = S \cdot \varphi \cdot a \cdot t^n - Q_u \cdot t$$

L'evento critico si ha nel momento in cui il volume invasato rimane costante nel tempo

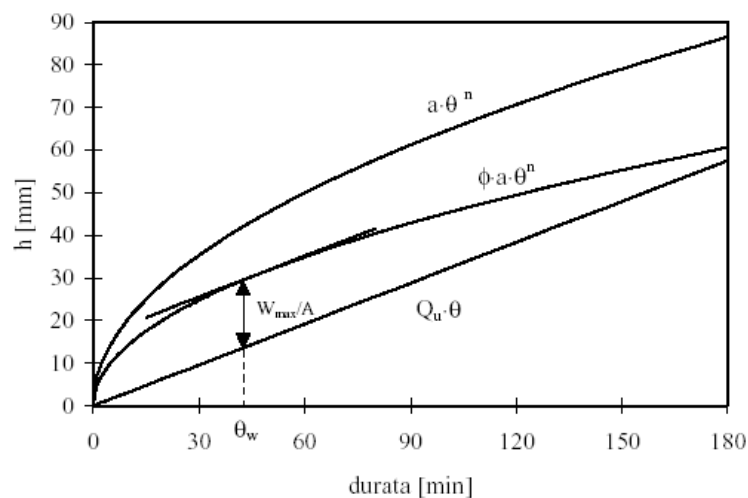


Figura 11-1: Determinazione dell'evento critico per la vasca con il metodo delle sole piogge ($Q_u = Q_e$)

In altri termini, per determinare l'evento critico si massimizza la funzione W , imponendo:

$$\frac{dW}{dt} = n \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot t_w^{n-1} - Q_u = 0$$

I volumi di invaso da garantire sono riportati in tabella sotto.

Sottobacino	Area di deflusso [mq]	Tempo critico [ore]	Contributo di invaso [mc/ha]	W_0 sole piogge volume critico TR50 anni [mc]	Portata infiltrata [l/s]
Edificio sud	10'798	18	1'066	1'151	8.46
Edificio nord	9'004	14	986	887	8.34
Area impianti	12'465	15	1'015	1'266	10.83
Strade e parcheggi nord	7'953	13	969	771	7.64
Strade e parcheggi sud	4'806	11	928	446	5.07

Tabella 11-8: Volume di invaso da garantire.

Le opere di infiltrazione previste per lo scarico consistono in trincee disperdenti formate da moduli in PP tipo Rigofill o equivalenti strutture anche in CA. Si determina la portata in uscita secondo il metodo riportato nell'allegato F *Metodologie di calcolo dei processi di infiltrazione* del rr07/2017 e smi..

Si prendono in considerazione dei moduli in PP presenti sul mercato, con dimensioni di 80x80x66cm, accostati tra loro e di cui ognuno ha una capacità di accumulo pari al 96%, ovvero 405.5 l.

Le opere di infiltrazione previste per lo scarico consistono in:

Sottobacino	Opera di invaso ed infiltrazione	Dimensioni (BxLxH)
Edificio sud	Trincea disperdente costituita da elementi tipo rigofill o in elementi forati in ca	3.2x144.0x3.3 m
Edificio nord	Trincea disperdente costituita da elementi tipo rigofill o in elementi forati in ca	2.4x160.0x3.3 m

Sottobacino	Opera di invaso ed infiltrazione	Dimensioni (BxLxH)
Area impianti	Trincea disperdente costituita da elementi tipo rigofill o in elementi forati in ca	2.4x208.4x3.3 m
Strade e parcheggi nord	Trincea disperdente costituita da elementi tipo rigofill o in elementi forati in ca	2.4x170.0x2.64 m
Strade e parcheggi sud	Trincea disperdente costituita da elementi tipo rigofill o in elementi forati in ca	2.4x112.0x2.64 m

Tabella 11-9: Caratteristiche dimensionali dei dispositivi di invaso e infiltrazione.

La trincea drenante permette l'infiltrazione dell'acqua invasata tramite il fondo e le pareti laterali nonché dalla testa e coda.

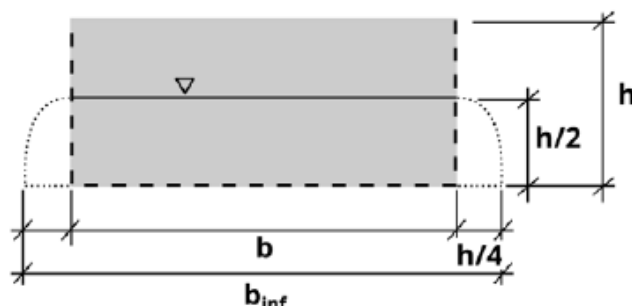


Figura 11-2: Schema di dispersione da trincea disperdente.

La portata uscente è quindi espressa dalla seguente formula:

$$Q_u = Q_f = v_i A_i = \frac{k}{2} I_{hy} k A_i$$

Dove:

$Q_u = Q_f$ = portata in uscita infiltrata nel sottosuolo [mc/s];

v_i = tasso di infiltrazione dato dal prodotto del coefficiente di permeabilità dimezzato e il gradiente idraulico;

A_i = area attraverso cui avviene il processo di infiltrazione:

k: permeabilità del terreno, pari a 1.5×10^{-5} m/s.

Con riferimento ad un elemento di infiltrazione di lunghezza unitaria e sezione rettangolare (Figura sopra), si considera che metà dell'altezza dello stesso sia sufficientemente rappresentativa della fase di riempimento dell'elemento e che il fronte di infiltrazione dato dalla superficie laterale sia circa $\frac{1}{4}$ dell'altezza dell'elemento infiltrante. La larghezza della superficie effettivamente oggetto di infiltrazione, b_{inf} quindi pari a:

$$b_{inf} = b + \frac{h}{4} + \frac{h}{4}$$

dove b è la larghezza dell'elemento di infiltrazione.

Il gradiente idraulico è espresso come di seguito:

$$I_{hy} = \frac{h_s + z}{h_s + z/2} \sim 1 \text{ se } z \ll h_s$$

dove h_s (m) è la distanza della falda dal fondo dell'opera di infiltrazione, z (m) è lo spessore dello strato saturo.

Si riporta di seguito la portata infiltrata dalle trincee in esame.

	Edificio sud	Edificio nord	Area impianti	Strade e parcheggi nord	Strade e parcheggi sud
Altezza [m]	3.3	3.3	3.3	2.64	2.64
Lunghezza [m]	144.0	160.0	208.4	169.6	112.0
Larghezza [m]	3.2	2.40	2.4	2.4	2.4
Lunghezza di infiltrazione [m]	145.7	161.7	210.1	170.9	113.3
Larghezza di infiltrazione [m]	4.0	3.2	3.2	3.1	3.1
Area infiltrante [mq]	1072.0	1057.2	1373.1	977.1	648.8
Permeabilità k [m/s]	1.50E-05	1.50E-05	1.50E-05	1.50E-05	1.50E-05
Distanza da falda [m]	30	30	30	30	30
Carico idraulico H [m]	3.3	3.3	3.3	2.64	2.64
Gradiente idraulico I_{hy} [m/m]	1.05	1.05	1.05	1.04	1.04
Qu Portata in uscita [mc/s]	0.008	0.008	0.011	0.008	0.005
Qu Portata in uscita [l/s]	8.46	8.34	10.83	7.64	5.07

Tabella 11-10: Calcolo delle portate infiltrate dalle trincee disperdenti.

11.2.3 Procedura dettagliata

Si applica la procedura dettagliata al bacino dell'area impianti, che copre una superficie di 1.25 ha con un coefficiente di deflusso pari a 1.0.

Noti i dati di impermeabilizzazione nello stato di progetto, si è proceduto alla determinazione degli idrogrammi di piena per i vari tempi di pioggia esaminati.

I colmi delle onde di piena generate, i coefficienti udometrici e gli idrogrammi di piena sono riportati in seguito:

Tempo di pioggia [min o ore]	10min	30min	1	3	6	9	12	15	18	24
Portata di picco QMAX [l/s]	217	269	226	103	64	49	40	34	30	25
Coefficiente udometrico [l/sha]	174	216	181	82	51	39	32	28	24	20

Tabella 11-11: Volume di invaso di progetto.

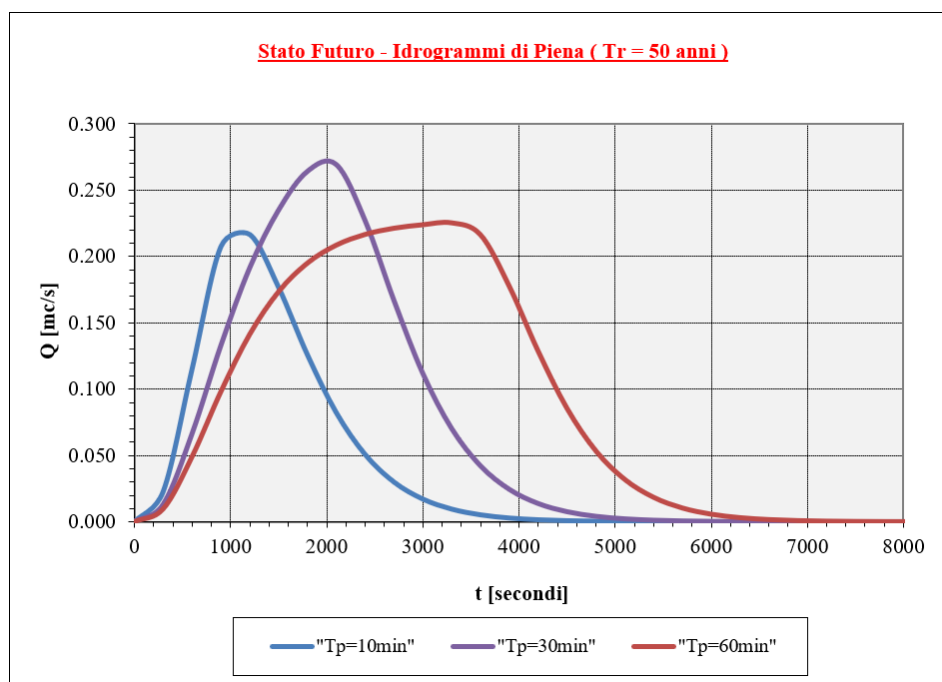


Figura 11-3: Idrogrammi di piena per il bacino di trasformazione – $T_R=50$ anni.

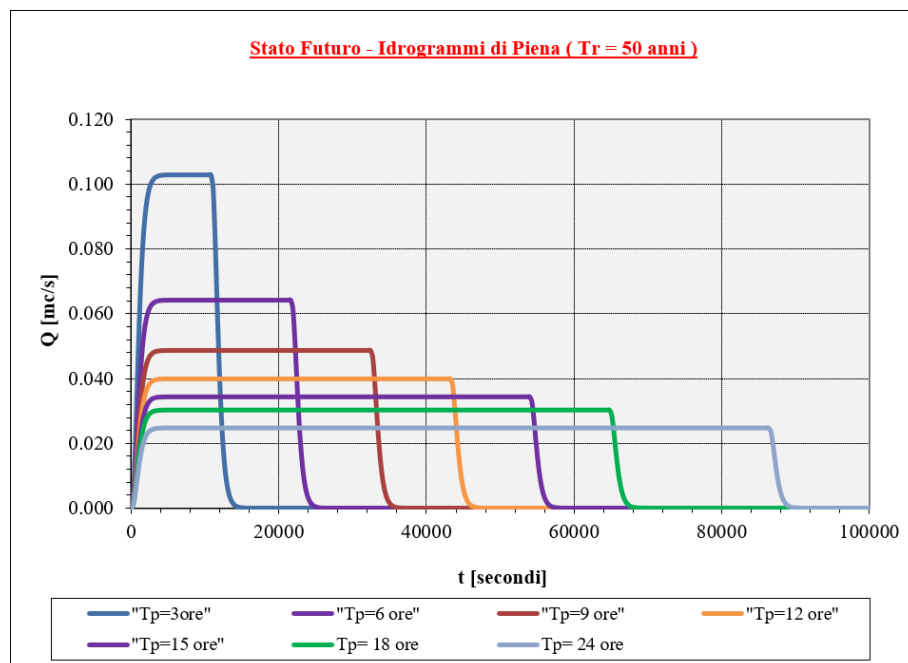


Figura 11-4: Idrogrammi di piena per il bacino di trasformazione – $T_R=50$ anni.

Nel valutare la risposta idraulica dell'area impermeabilizzata si è considerata la portata infiltrata di 10.83 l/s.

L'analisi idraulica compiuta ha portato alla determinazione della portata di picco, del coefficiente udometrico massimo e dei volumi di invaso rispettivamente per tutti i tempi di precipitazione presi in esame.

Si riporta di seguito una tabella contenente i risultati numerici ottenuti dalle simulazioni idrauliche dove:

- Q_{max} = portata massima generata;
- u_{max} = coefficiente udometrico massimo generato pari al rapporto tra Q_{max} e la superficie del bacino;
- V = volume di invaso necessario per la laminazione delle piene, garantendo una portata in uscita equivalente alla portata allo stato di fatto;
- vo = volume di invaso specifico per unità di superficie;
- vo' = volume di invaso specifico per unità di superficie impermeabilizzata.

Tempo di pioggia [min o ore]	10min	30min	1	3	6	9	12	15	18	24
Portata di picco QMAX [l/s]	217	269	226	103	64	49	40	34	30	25
Coefficiente udometrico [l/sha]	174	216	181	82	51	39	32	28	24	20
Volume di invaso di picco [mc]	281	503	685	970	1130	1205	1241	1252	1247	1203
Contributo di invaso v0 [mc/ha]	225	404	549	778	907	967	996	1005	1000	965

Tabella 11-12: Parametri idraulici da modello afflussi-deflussi.

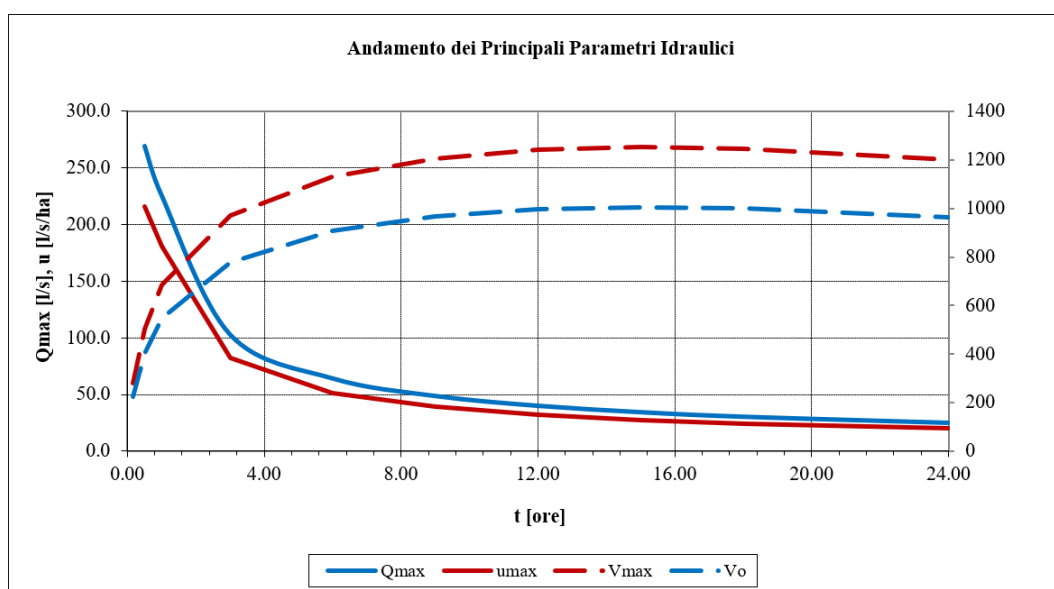


Figura 11-5: Andamento dei principali parametri idraulici per il bacino di trasformazione.

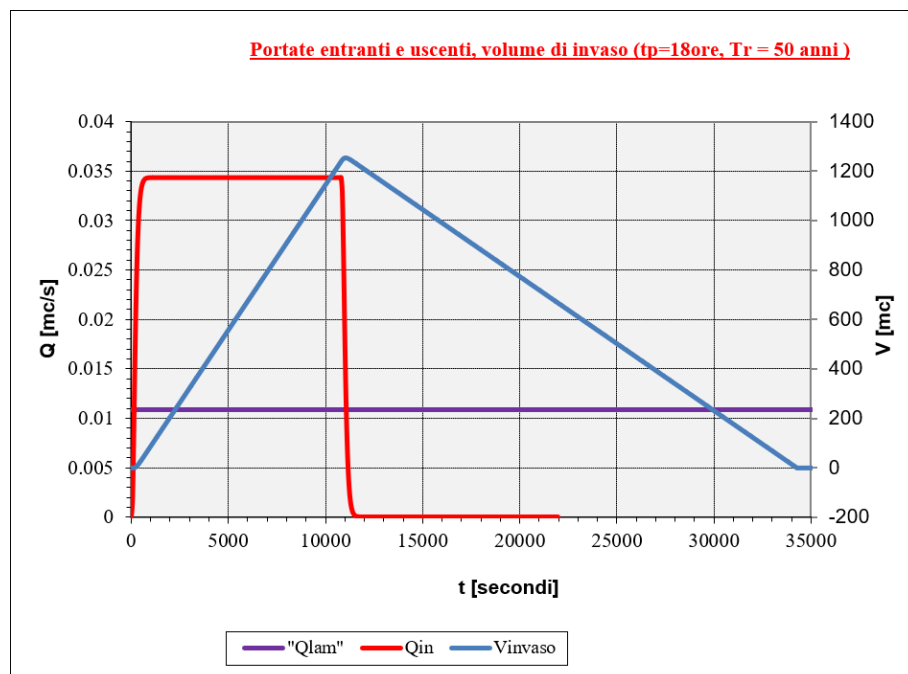


Figura 11-6: Andamento dei principali parametri idraulici per il bacino di trasformazione.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 15 ore, pari a 1'252 *mc*, pari ad un contributo specifico di 1005 *mc/ha*. Il volume risultante è maggiore a quello derivante dai requisiti minimi imposti dalla normativa e analogo a quello calcolato con il metodo delle sole piogge (si veda tabella al paragrafo successivo).

11.2.4 Scelta dei volumi di invaso

I volumi di invaso da garantire nei diversi sottobacini sono individuati sotto in tabella, in grassetto.

Sottobacino	Contributo di invaso - requisiti minimi [mc/ha]	Volume minimo di invaso [mc]	Contributo di invaso - metodo delle sole piogge [mc/ha]	W ₀ sole piogge volume critico - metodo delle sole piogge [mc]	Contributo di invaso - metodo dettagliato [mc/ha]	W ₀ sole piogge volume critico - metodo dettagliato [mc]
Edificio sud	800	864	1'066	1'151	-	-
Edificio nord	800	720	986	887	-	-
Area impianti	800	997	1'015	1'266	1'005	1'252
Strade e parcheggi nord	800	636	969	771	-	-
Strade e parcheggi sud	800	385	928	446	-	-

Tabella 11-13: Volume di invaso da garantire in grassetto.

12. SISTEMI DI INVASO

Per la laminazione e la dispersione dei volumi generati dalle piogge che afferiscono nell'area di progetto si prevedono 5 sistemi di invaso e dispersione. Essi possono essere formati da moduli in PP o in alternativa da vasche o pozzi in cls forati.

Di seguito si prende in considerazione le trincee disperdenti formate da moduli in PP tipo Rigofill o equivalenti. Si prendono in considerazione dei moduli in PP presenti sul mercato, con dimensioni di 80x80x66cm, accostati tra loro e di cui ognuno ha una capacità di accumulo pari al 96%, ovvero 405.5 l.

Le dimensioni delle opere di invaso e dispersione sono di seguito riportate:

	Edificio sud	Edificio nord	Area impianti	Strade e parcheggi nord	Strade e parcheggi sud
n° moduli sovrapposti	5	5	5	4	4
n° moduli lunghezza	4	3	3	3	3
n° moduli larghezza	180	200	261	212	140
Altezza [m]	3.3	3.3	3.3	2.64	2.64
Lunghezza [m]	144.0	160.0	208.4	169.6	112.0
Larghezza [m]	3.2	2.40	2.4	2.4	2.4

Tabella 12-1: Caratteristiche dimensionali dei dispositivi di invaso e infiltrazione.

	Edificio sud	Edificio nord	Area impianti	Strade e parcheggi nord	Strade e parcheggi sud
Volume da invasare [mc]	1151	887	1266	771	446
Volume a disposizione nei moduli [mc]	1401	1168	1521	990	654
Numero moduli	3600	3000	3908	2544	1680

Tabella 12-2: Volume di invaso di progetto e da garantire.

I sistemi di invaso e infiltrazione assicurano volumi di invaso maggiori a quelli dell'accumulo idrico di progetto. Il sistema è così verificato.

I sistemi di invaso e infiltrazione sono verificati anche per un evento con tempo di ritorno di 100 anni come di seguito indicato in tabella.

Sottobacino	Area di deflusso [mq]	Portata infiltrata [l/s]	Tempo critico [ore]	Contributo di invaso TR100anni [mc/ha]	W ₀ sole piogge volume critico TR100anni [mc]	Volume a disposizione [mc]
Edificio sud	10'798	8.46	20	1'238	1'337	1'401
Edificio nord	9'004	8.34	16	1'146	887	1'168
Area impianti	12'465	10.83	18	1'180	1'266	1'521
Strade e parcheggi nord	7'953	7.64	15	1'126	771	990
Strade e parcheggi sud	4'806	5.07	13	1'079	446	654

Tabella 12-3: Verifica del volume di invaso per un evento meteorico con TR100 secondo il metodo delle sole piogge.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto e alla tavola di progetto sui particolari tipologici delle opere idrauliche.

12.1 Tempo di svuotamento

Il tempo di svuotamento dei dispositivi di invaso dev'essere inferiore a 48 ore, secondo rr7/2017 e smi. Si procede in seguito alla verifica di tale tempo di svuotamento considerando un volume di accumulo pari a quello minimo prescritto da normativa che è anche il massimo risultante.

Il tempo di svuotamento è semplicemente calcolato come il rapporto tra il volume di invaso e la portata infiltrata:

$$T_s = \frac{W_d}{Q_u}$$

Dove W_d è il volume di invaso richiesto, Q_u è la portata in uscita tramite sistema di pompaggio o infiltrazione.

Sottobacino	Volume a disposizione [mc]	Portata infiltrata [l/s]	Tempo critico [ore]
Edificio sud	1'401	8.46	46
Edificio nord	1'168	8.34	39
Area impianti	1'521	10.83	39
Strade e parcheggi nord	990	7.64	36
Strade e parcheggi sud	654	5.07	36

Tabella 12-4: Verifica dei tempi di svuotamento delle trincee.

Il tempo di svuotamento delle due trincee è inferiore a 48 ore, la verifica risulta quindi soddisfatta.

13. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO DELLE ACQUE METEORICHE

Per determinare la massima portata affluente alle condotte di progetto previamente illustrate è stato utilizzato il metodo cinematico che consente di valutare la portata al colmo introducendo semplificazioni che riguardano sia le leggi che governano le varie fasi del processo di deflusso della portata che la rappresentazione geomorfologica ed idrografica del sottobacino stesso.

Esso riduce l'idrogramma di piena ad un trapezio. Secondo tale ipotesi la portata massima che mette in crisi il bacino risulta essere quella generata da un evento meteorico di durata pari al tempo di corrivazione del bacino stesso.

Il metodo razionale è stato applicato ai 2 principali sottobacini scolanti, noti per ognuno di esso i valori della superficie totale, impermeabilizzata e verde.

Per cui data l'altezza di pioggia h la portata efficace da essa generata sarà:

$$Q = \frac{\varphi S h}{t_p} \quad \left[\frac{\text{mc}}{\text{s}} \right];$$

dove:

φ = coefficiente di permeabilità media del bacino;

S = area del bacino [mq];

h = altezza di pioggia in un tempo di pioggia t_p [m];

t_p = tempo di precipitazione assunto secondo ipotesi del metodo cinematico pari al tempo di corrivazione [s].

Il tempo di corrivazione è stato valutato in base alle caratteristiche pedologiche per ogni sottobacino scolante.

Il calcolo è riportato al capitolo sull'analisi idrologica (paragrafo 10.2).

Sottobacino	Tempo di corrivazione assunto [min]
Globale	35
Edificio sud	25
Edificio nord	25
Area impianti	25
Strade e parcheggi nord	25
Strade e parcheggi sud	25

Tabella 13-1: Tempo di corrivazione per il bacino di progetto.

Si riporta di seguito la portata di progetto così ottenuta per ogni sottobacino.

	Edificio sud	Edificio nord	Area impianti	Strade e parcheggi nord	Strade e parcheggi sud
Area raccolta $S\phi$ [mq]	10798.00	9003.50	12465.00	7953.00	4806.30
Tempo di corrivazione	25	25	25	25	25
Portata di picco Q max in arrivo [mc/s]	0.292	0.244	0.337	0.215	0.130

Tabella 13-2: Portata di piena per i sottobacini di progetto, calcolata con metodo cinematico – TR50.

14. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI RACCOLTA E TRASPORTO DELLE ACQUE

METEORICHE DI PROGETTO

Il dimensionamento delle condotte di progetto è stato eseguito secondo la formula di Gauckler-Strickler che descrive il moto uniforme a gravità:

$$Q = k_s R_H^{2/3} A \sqrt{i}$$

dove:

k_s = coefficiente di scabrezza Gauckler-Strickler [$m^{1/3}/s$];

R_H = raggio idraulico della sezione di deflusso;

A = area di deflusso [m^2];

i = pendenza di fondo della condotta [m/m].

Il coefficiente di Strickler che indica la scabrezza della condotta è uguale a $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le condotte in materiale plastico (tubi usati) e pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le condotte in calcestruzzo.

Si riportano di seguito le caratteristiche tecniche delle condotte di progetto.

Noto che il grado di riempimento delle condotte dev'essere minore di quello massimo ammissibile pari all'80% per diametri maggiori o uguali ai 300mm, al 50% per diametri minori di 300mm, si determina la massima area asservibile dalla condotta.

Area afferente	S [mq]	150	800	3000	12000	11000
Portata meteorica	Q [mc/s]	0.009	0.048	0.128	0.419	0.384
Materiale		PVC	PVC	PVC	PVC	CLS
Diametro interno	Di [m]	0.188	0.297	0.377	0.593	0.600
Diametro nominale	DN [mm]	200	315	400	630	600
Area di deflusso	A [mq]	0.03	0.07	0.11	0.28	0.28
Pendenza di scorrimento	i [m/m]	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
Coefficiente di scabrezza	Ks [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]	90	90	90	90	70
Capacità di deflusso	Q ₀ [mc/s]	0.02	0.08	0.15	0.49	0.40
Rapporto di portata	Q/Q ₀	0.39	0.62	0.87	0.85	0.97
Grado di riempimento	y/D	0.43	0.57	0.72	0.70	0.79
Tirante	Y [m]	0.08	0.17	0.27	0.42	0.47
Raggio idraulico	Rh [m]	0.04	0.08	0.11	0.18	0.18
Velocità	v [m/s]	0.77	1.18	1.48	2.00	1.59

Tabella 14-1: Caratteristiche geometriche e idrauliche delle condotte di progetto – parcheggio landside.

L'area della superficie afferente ai condotti di trasporto delle acque meteoriche è inferiore a quella massima servibile per ogni tipologia di sezione del canale di progetto. Il grado di riempimento delle condotte è minore di quello massimo ammissibile pari all'80% per condotte con diametro maggiore o uguale ai 300mm, 50% per condotte più piccole.

15. CONCLUSIONI

I sistemi di invaso e dispersione in progetto garantiscono l'invaso e la dispersione delle acque meteoriche defluenti nell'area di progetto, in linea con la normativa vigente.

Gli interventi di progetto, con le specifiche e le prescrizioni sopra riportate, non determinano dei cambiamenti nella risposta idraulica del territorio.

16. APPENDICE 1: METODO DI NASH**13.1 Descrizione del processo fisico di formazione dei deflussi superficiali**

Per meglio comprendere il modello afflussi-deflussi, occorre descrivere sinteticamente i processi che avvengono all'interno del Sottobacino quando si verifica su di esso un evento di precipitazione di una certa entità.

Quando l'acqua meteorica raggiunge il terreno (dopo un eventuale processo di intercettazione da parte della vegetazione) parte di essa evapora e ritorna nell'atmosfera; tale processo risulta però trascurabile nel caso di precipitazioni intense di breve durata.

L'acqua sul terreno in parte si infiltra nel suolo, inizialmente in quantità elevata e con velocità sempre più ridotta al procedere della precipitazione fino a quando l'intensità della pioggia supera la capacità di infiltrazione del terreno; a questo punto l'acqua che cade non riesce più tutta ad infiltrarsi per cui il surplus rimane sulla superficie del terreno ristagnando o dando luogo ad uno scorrimento sui versanti del Sottobacino.

Si formano quindi dei rigagnoli ad andamento irregolare che si raccolgono in una rete di rigagnoli di maggiori dimensioni al procedere dello scorrimento fino ad immettersi nella rete drenante vera e propria, qui si forma un'onda di piena che trasferisce la propria forma nella rete collettrice con un processo di propagazione.

13.2 Meccanismo di generazione dei deflussi superficiali

Nel modello utilizzato i meccanismi di generazione dei deflussi superficiali risultano diversi a seconda che il suolo su cui cade l'acqua meteorica sia impermeabilizzato (nel caso cioè di zone urbanizzate) o meno.

Qui di seguito vengono descritti i modelli di filtrazione e detenzione superficiali assunti alla base delle simulazioni effettuate.

AREE PERMEABILI

Per quanto concerne le aree non impermeabilizzate dall'intervento antropico, si è utilizzato il modello di Horton di generazione dei deflussi superficiali.

Si è quindi ipotizzato che l'acqua di precipitazione in parte si accumuli nelle depressioni superficiali del terreno ed in parte si infiltri nel terreno fino a saturarlo, a questo punto

l'acqua meteorica si infiltra solamente in minima parte e praticamente tutta scorre in superficie fino a raggiungere la rete drenante.

La formulazione matematica del processo di infiltrazione sopra descritto è riassumibile nella curva di Horton:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

dove:

- a) $f(t)$ è la capacità di infiltrazione nel tempo espressa in mm/h
- b) f_0 è l'infiltrazione massima che si verifica al tempo $t = 0$
- c) f_c è il valore di infiltrazione raggiunto asintoticamente ad un tempo infinito
- d) k è una costante che qualifica la velocità dell'esaurimento, cioè del passaggio dal valore f_0 al valore f_c .

Ogni suolo è quindi caratterizzato da quattro parametri f_0 , f_c e k e la detenzione superficiale d_s .

Dai dati disponibili in letteratura e dai test di validità del modello effettuati con misure sperimentali e tramite confronto con altri modelli matematici, si può ritenere che il coefficiente k può assumersi pari 4.14 h^{-1} .

Si sono assegnati, considerando i terreni della zona in esame ed in accordo con quanto disponibile in letteratura, i seguenti parametri della curva di Horton:

$$f_0 \text{ (mm/h)} = 120;$$

$$f_c \text{ (mm/h)} = 13;$$

$$d_s \text{ (mm)} = 5.$$

Per le aree impermeabilizzate dagli insediamenti antropici, la pioggia netta efficace è stata ottenuta mediante la sola sottrazione della detenzione superficiale stimata, secondo valori di letteratura, pari a 1.57 mm.

13.3 Formulazione del modello matematico

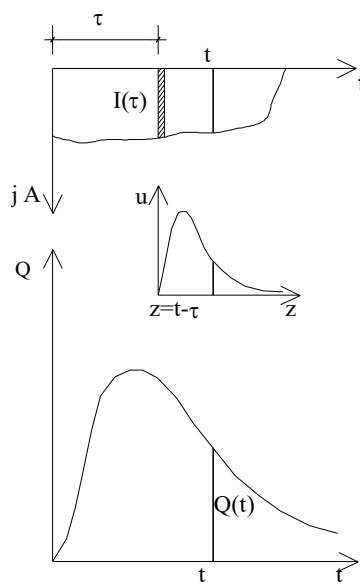
Il modello matematico URBHYD è un modello concettuale che si basa sulla schematizzazione separata delle aree permeabili e di quelle impermeabili come due serbatoi lineari in parallelo.

Dato uno ietogramma efficace qualsiasi è possibile per ogni parte del Sottobacino (permeabile ed impermeabile) determinare per convoluzione l'idrogramma dei deflussi superficiali corrispondenti per poi sommarli ed ottenere quindi l'idrogramma di piena della totalità del Sottobacino.

La precipitazione elementare avente un volume:

$$dV = I(\tau) dt$$

genera un idrogramma che si ottiene da quello dell'idrogramma unitario (generato da una precipitazione netta di volume unitario) moltiplicando le ordinate per dV .



L'ordinata dell'idrogramma al tempo t sarà data dalla somma dei contributi delle precipitazioni elementari di durata $d\tau$ compresa tra 0 e t , ovvero dal seguente integrale denominato integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t u(t-\tau) \cdot I(\tau) \cdot d\tau.$$

Per la determinazione dell'idrogramma unitario, si ricorre alla schematizzazione separata degli apporti provenienti dalle aree permeabili ed impermeabili del Sottobacino che vengono schematizzate mediante due serbatoi lineari aventi cioè la seguente relazione tra portata uscente e volume invasato:

$$V = K \cdot Q.$$

Si consideri l'equazione di continuità dei serbatoi:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dV}{dt} = K \cdot \frac{dQ}{dt},$$

moltiplicando entrambi i membri per $e^{\frac{t}{K}}$ si ottiene:

$$e^{\frac{t}{K}} \cdot I(t) = e^{\frac{t}{K}} \cdot Q(t) + e^{\frac{t}{K}} \cdot K \cdot \frac{dQ}{dt} = \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{K}} \cdot K \cdot Q(t) \right]$$

e quindi integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\int_0^t e^{\frac{t}{K}} \cdot I(\tau) \cdot d\tau = \int_0^t \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{K}} \cdot K \cdot Q(t) \right] \cdot dt = e^{\frac{t}{K}} \cdot K \cdot Q(t).$$

Si ottiene perciò:

$$Q(t) = \int_0^t \frac{e^{-\frac{t-\tau}{K}}}{K} \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

che confrontata con l'integrale di convoluzione fornisce:

$$u(t) = \frac{e^{-\frac{t}{K}}}{K}.$$

Il valore del coefficiente di invaso K per entrambi i serbatoi (che simulano l'area impermeabile e quella permeabile rispettivamente) si ottiene dalla seguente relazione basata sulla teoria dell'onda cinematica:

$$K = \frac{a \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I_{MAX}^{0.4} \cdot S^{0.3}}$$

dove:

K è il coefficiente di invaso;

L è la lunghezza del Sottobacino;

I_{max} è l'intensità massima della pioggia netta;

n è il coefficiente di scabrezza superficiale di Manning assunto pari a 0.25 per le aree permeabili e pari a 0.013 per quelle impermeabilizzate;

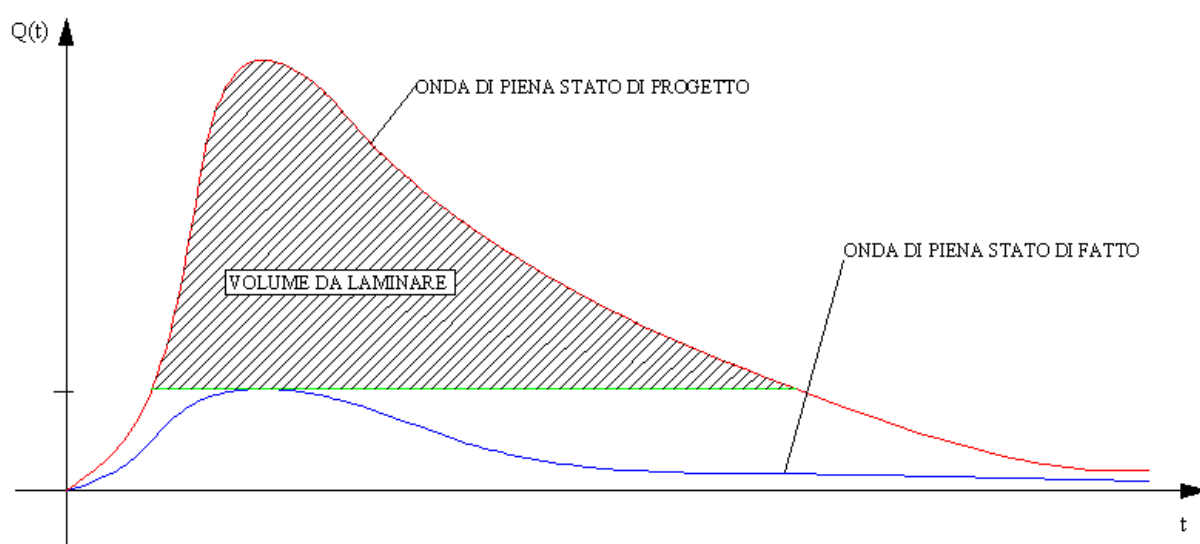
S è la pendenza del Sottobacino;

a è un fattore di conversione dimensionale.

13.4 Calcolo del volume d'invaso

Il volume che deve essere invasato all'interno dell'area di intervento e rilasciato in un secondo tempo è stato determinato come la differenza, per ogni istante considerato, tra la piena generata nelle condizioni attuali e quelle previste a seguito delle nuove urbanizzazioni.

Tale concetto si può tradurre anche graficamente come segue:



Quindi, allo stato attuale, per ogni tempo t_i , si verifica la portata $Q_f(t_i)$, precedente al tempo $t_{i+\Delta t}$ per il quale si verifica la portata $Q_f(t_{i+\Delta t})$; mentre allo stato di progetto si hanno per gli stessi istanti le portate $Q_p(t_i)$ e $Q_p(t_{i+\Delta t})$. Essendo la portata di colmo dell'idrogramma di piena allo stato di fatto Q_{cf} il volume è stato determinato quindi come:

$$V = \int [Q_p(t) - Q_{cf}] dt$$

ovvero essendo noto l'idrogramma di piena discretizzato per valori temporali t_i

$$V = \sum_i [Q_p(t_i) - Q_{cf}] \Delta t$$

17. ALLEGATO 1

SCALA 1:1.000

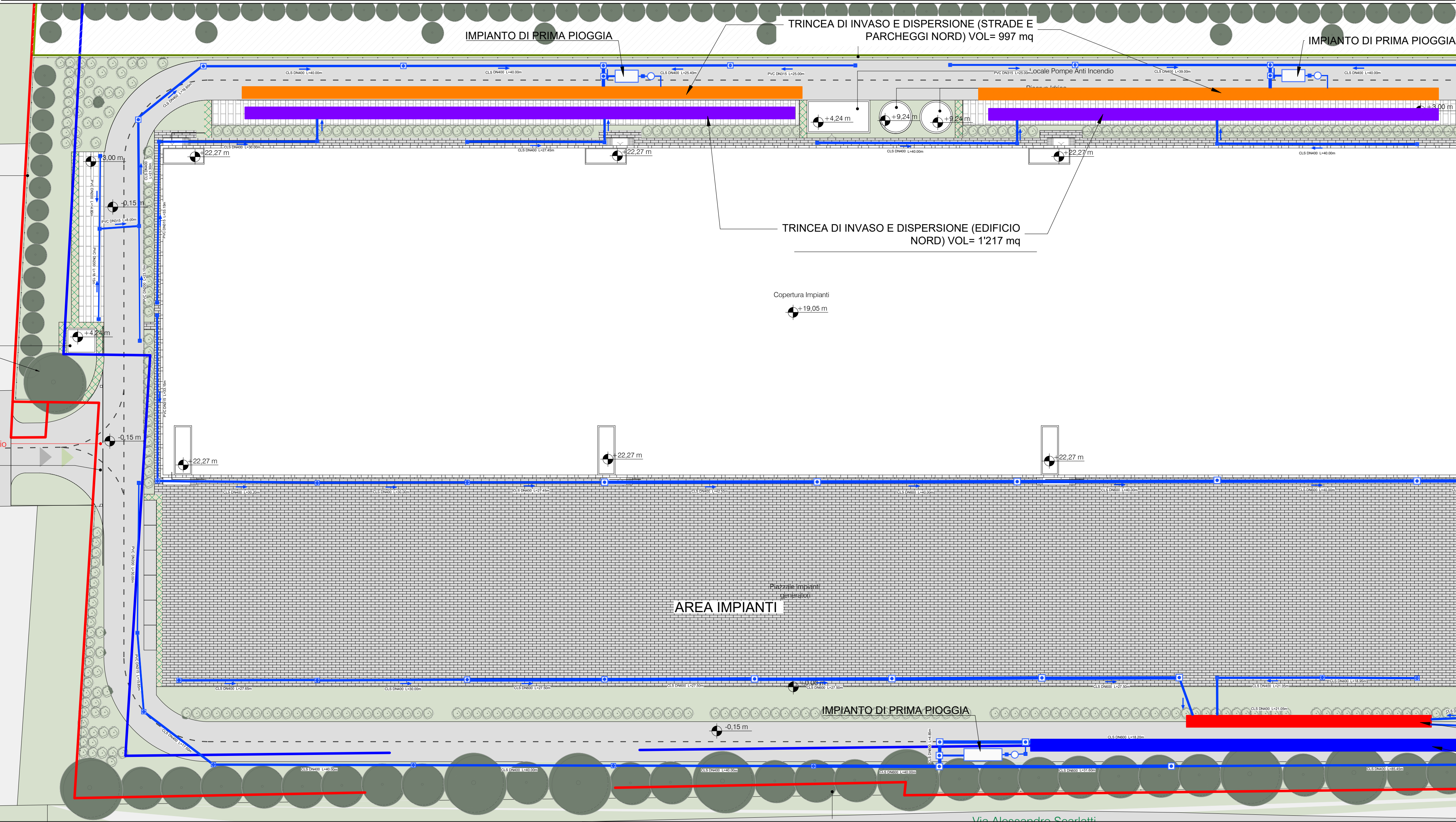
0 10 20 30 40 50 m



Condotte di trasporto delle acque meteoriche

Pozzetto di ispezione prefabbricato in ca

18. ALLEGATO 2



LEGENDA

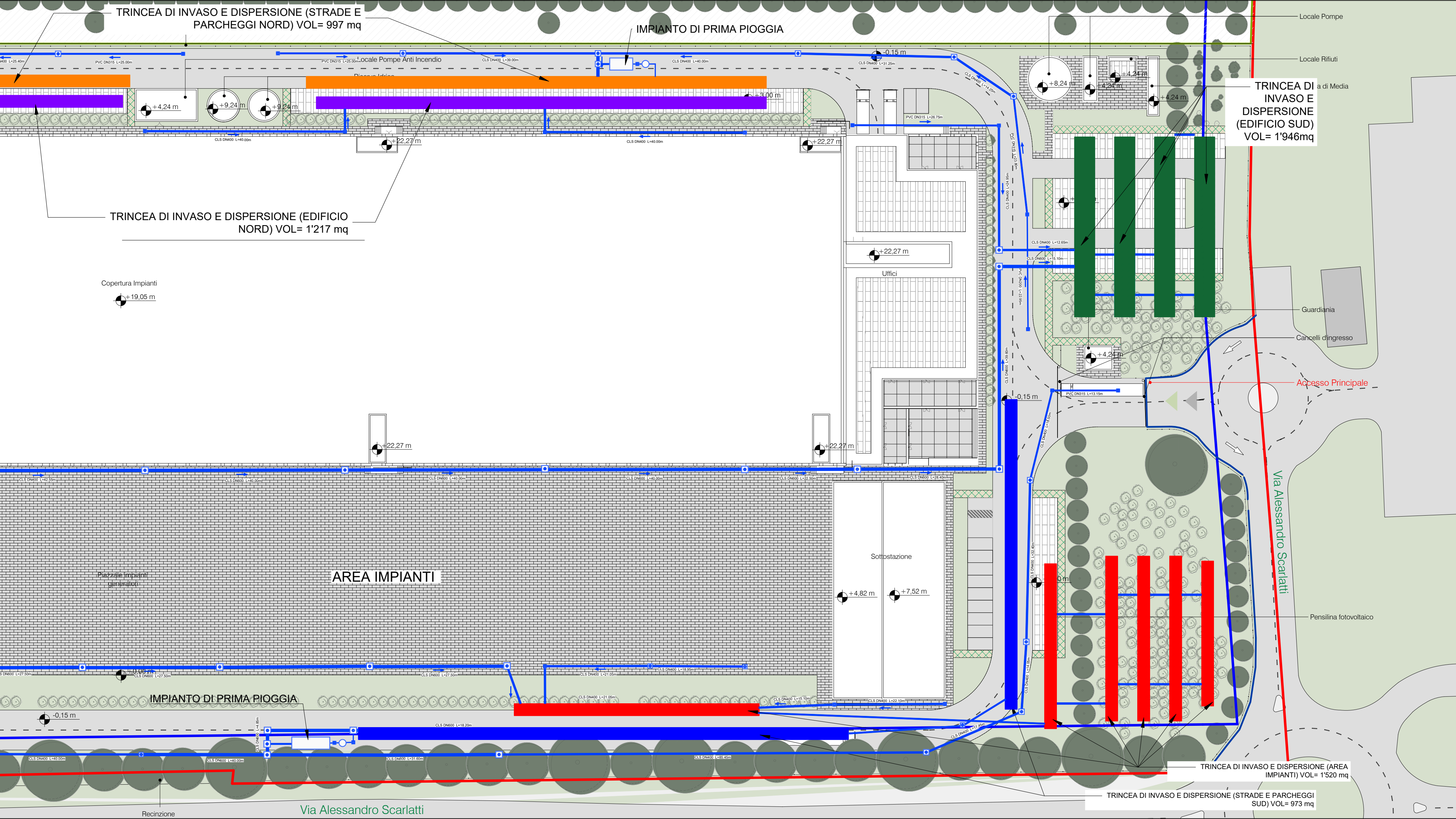
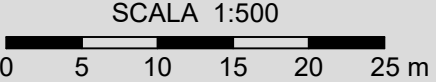
RETI IDRAULICHE DI PROGETTO

Condotte di trasporto delle acque meteoriche

Pozzetto di ispezione prefabbricato in ca

19. ALLEGATO 3

PLANIMETRIA DI INDIVIDUAZIONE DELLE OPERE DI INVASO E DISPERSIONE - ZOOM 2 DI 2



LEGENDA

RETI IDRAULICHE DI PROGETTO

- Condotte di trasporto delle acque meteoriche
- Pozzetto di ispezione prefabbricato in ca