

OPERE INFRASTRUTTURALI AREA EX-ALFA ROMEO N8 - VIABILITA' LOTTO A3

RHO - ARESE, MILANO

PROGETTO ESECUTIVO

Committente

Particom Uno S.p.a.

Via Amilcare Ponchielli 7 - 20129 Milano (MI)

J+S SpA

via dei Mestieri 13 - 20863 Concorezzo (MB) Italia
tel. 039 6886381 info@jplus.it www.jplus.it



Progettista

Ing. Matteo Stella

documento
firmato digitalmente

Quadro Revisioni

Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
00	21.10.2024	EMISSIONE	FD	MB	MS

Codifica elaborato

Anno	Commessa	Fase progetto	Progetto	Attività	Disciplina	Categoria	Progressivo	Revisione
22	158	PE	N08	IDR	I	RT	001	00

Titolo elaborato

C - Idrologia - idraulica
C01 - Rete acque bianche
Relazione idrologica e idraulica del sistema
di smaltimento acque bianche

Commessa

22-158

Scala

-

Data

21.10.2024

**OPERE INFRASTRUTTURALI AREA EX-ALFA ROMEO
N8 – VIABILITÀ LOTTO A3
RHO - ARESE (MI)**

**PROGETTO ESECUTIVO
(ARTICOLO 22 SEZIONE III, ALLEGATO I.7. DLGS 36/2023)**

PARTICOM UNO SPA-VIA AMILCARE PONCHIELLI 7, 20129 MILANO (MI)

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO ACQUE

J+S S.p.A.

Via dei Mestieri 13 – Concorezzo (MB) 20863 – Italy

Pec: segreteria@pec.jpius.it

P.IVA & C.F. 02280620960

+39 039 6886381 – info@jpius.it – jpius.it



CONCOREZZO + MILANO

SOMMARIO

PROGETTO ESECUTIVO

(ARTICOLO 22 SEZIONE III, ALLEGATO I.7. DLGS 36/2023)

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.1. NORMATIVA NAZIONALE	5
2.2. NORMATIVA REGIONALE	5
2.2.1. REGOLAMENTO REGIONALE RR 7/17 – INVARIANZA IDRAULICA.....	6
3. IDROLOGIA.....	10
3.1. ANALISI PLUVIOMETRICA.....	10
3.2. IETOGRAMMI DI PROGETTO	14
4. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	17
4.1. INQUADRAMENTO E VINCOLI IN ESSERE	17
4.2. AREA DI INTERVENTO E SUPERFICI COMPORTANTI RIDUZIONE DELLA PERMEABILITÀ	20
4.3. OPERE IDRAULICHE DI PROGETTO PER L'INVARIANZA IDRAULICA.....	21
5. DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA STRADALE – ELEMENTI DI RACCOLTA	22
5.1. CADITOIA STRADALE SIFONATA	22
5.2. EMBRICI	26
6. DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA STRADALE – SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE	28
6.1. METODO DI CALCOLO	28
6.2. DESCRIZIONE DEL MODELLO MATEMATICO INFOWORKS ICM	29
6.3. SCHEMATIZZAZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO	29
6.3.1. DEPURAZIONE DELLE PIOGGE DELLE PERDITE IDROLOGICHE:.....	30
6.3.2. TRASFORMAZIONE DELLA PIOGGIA NETTA IN DEFLUSSO IN RETE	30
6.3.3. PROPAGAZIONE DELLE PORTATE IN RETE	31
6.4. COLLETTORI CIRCOLARI IN PEAD	32
6.1. COLLETTORI CIRCOLARI IN PVC	33
7. PROVE DI PERMEABILITÀ IN SITO E DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ ...	33
7.1. INDAGINI PREGRESSE	33
7.2. INDAGINI A SUPPORTO DEL PROGETTO DEFINITIVO – 2023.....	34
7.3. COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ UTILIZZATO NELLE VERIFICHE DEI BACINI DI INFILTRAZIONE	37
7.4. PRESIDI IDRAULICI ASSE A PARTE NORD.....	37
7.4.1. FD010B – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE.....	38
7.4.1. FD010C – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE.....	43
7.4.2. PRESIDI IDRAULICI ASSE A PARTE SUD	48
7.4.3. FD013 – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE.....	49
7.4.4. FD014 – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE.....	53
7.4.4.1. FD015 – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE.....	57
7.4.5. TD-01 – TRINCEA DRENANTE.....	61
8. VERIFICA DEI COLLETTORI IN PEAD ASSE B	66
8.1. TABULATI DI CALCOLO T=50 ANNI	68

8.2. TABULATI DI CALCOLO T=100 ANNI	68
9. FOGNATURA NERA DI PREDISPOSIZIONE PER LE NUOVE LOTTIZZAZIONI	69
10. ALLEGATO 1 - VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI FLESSIBILI INTERRATE	
11. ALLEGATO 2 - VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI RIGIDE INTERRATE	

1. PREMESSA

La presente relazione idraulica è parte integrante della progettazione definitiva dei lavori relativi all'Intervento N8 – Viabilità Lotto A3 ubicato nel comune di Arese (MI), nel rispetto del Regolamento Regionale del 23 novembre 2017 – n.7 “Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio di invarianza idraulica ed idrologica” ai sensi dell’articolo 58bis della legge regionale 11 marzo 2005, n.12 (Legge per il governo del territorio) e S.M.I.

In particolare, l'oggetto della presente relazione è la descrizione della metodologia adottata per la verifica e il dimensionamento delle opere di raccolta, convogliamento e scarico delle acque di origine meteorica insistenti sulla superficie stradale, nonché il dimensionamento delle opere di predisposizione per la raccolta, il convogliamento e lo scarico delle acque nere provenienti dalle nuove lottizzazioni.

Il progetto nella zona Ex Alfa Romeo, riguardante proprio Via Alfa Romeo, ricade nell’ambito delle più ampie opere infrastrutturali previste relative all’atto integrativo dell’Accordo di Programma (di seguito AdP) per la ripermetrazione, riqualificazione e reindustrializzazione dell’area ex FIAT Alfa-Romeo nei Comuni di Lainate, Arese, Garbagnate e Rho.

È possibile suddividere la presente progettazione in due branche:

- realizzazione di una nuova strada, “Asse A”, che parte dalla rotatoria del Museo Storico dell’Alfa Romeo e sale verso Nord Est, con l’obiettivo di connettersi ad un’altra rotatoria esistente ubicata fuori dal confine per il presente progetto.
- adeguamento di viabilità esistente “Asse B”, che dalla rotatoria del Museo Storico dell’Alfa Romeo sale verso Nord, mediante ampliamento della semicarreggiata in direzione Sud; nello specifico si prevede la realizzazione di una seconda corsia di marcia.

Da un punto di vista idraulico, il sistema funziona come un sistema di tipo “aperto”, per quanto concerne l’asse A, con le acque che vengono convogliate verso 5 fossi inerbiti disperdenti a lato della carreggiata stradale. Tale approccio è in accordo con i più moderni sistemi di drenaggio sostenibile (nella letteratura anglosassone SuDS – Sustainable Urban Drainage Systems) per una gestione sostenibile delle acque meteoriche impostata sul controllo e l’abbattimento locale dei deflussi mediante metodologie di laminazione puntuale diffusa, nonché processi di infiltrazione e il riuso, laddove questi ultimi siano compatibili con la natura dei suoli o la qualità delle acque.

L’obiettivo principale che la gestione sostenibile delle acque meteoriche si propone, è quello di alterare il meno possibile la naturale circolazione delle acque a livello locale e si lega al concetto di invarianza idraulica ed idrologica, ovvero il principio secondo il quale i volumi di deflusso e la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un’area debba rimanere invariata prima e dopo la trasformazione dell’uso del suolo avvenuto nell’area stessa, facendo riferimento alla condizione pre-urbanizzazione).

Per quanto concerne l’asse B le acque raccolte dalle caditoie in progetto verranno convogliate in una nuova tubazione che recapiterà i flussi nella suddetta infrastruttura esistente.

All’interno della seguente relazione tecnica sono riportati tutti i calcoli e le analisi progettuali, con particolare riferimento al rispetto dell’invarianza idraulica ai sensi del RR n.7/2017 e successive modifiche e integrazioni, verificata per la progettazione del nuovo ramo stradale, in quanto il suddetto regolamento non si applica per l’adeguamento di strade urbane esistenti (asse B in progetto).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVA NAZIONALE:

La normativa nazionale, in materia di controllo dell'inquinamento prodotto dal dilavamento della piattaforma autostradale, si riferisce al Decreto legislativo 11 maggio 1999 n°152, come modificato e integrato ai sensi del Decreto Legislativo del 18 agosto 2000 n. 258, e ripreso integralmente dal Decreto legislativo 3 aprile 2006, n.152.

In linea generale le acque meteoriche e di dilavamento non sono considerate "scarico" ai sensi dell'art. 1 lettera bb) del DLgs 152/99.

L'articolo 39 del succitato decreto legislativo stabilisce, inoltre, che "...le regioni disciplinano:....b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque di dilavamento ...siano sottoposte a particolari prescrizioni...", art.39 comma 1, e che "... i casi in cui può essere richiesto ... siano convogliate e opportunamente trattate...", art. 39 comma 3.

2.2. NORMATIVA REGIONALE:

Regolamento Regionale RR 7/17 – Invarianza Idraulica

Si rimanda al paragrafo successivo per i contenuti di dettaglio.

Legge regionale 12 dicembre 2003, n.26

Tale legge disciplina, tra l'altro, l'utilizzo del sottosuolo e le risorse idriche e costituisce il testo di riordino delle leggi regionali nelle predette materie.

Regolamento regionale 24 marzo 2006, n.4

Disciplina lo 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.

L.R. 8 agosto 2006 n.18

Conferimento di funzioni agli enti locali in materia di servizi locali di interesse economico generale. Modifiche alla 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".

D.g.r. 21 giugno 2006 n .8/2772

Direttiva per l'accertamento dell'inquinamento delle acque di seconda pioggia in attuazione dell'art. 14 comma 2 del regolamento regionale 24.03.06 n. 4.

Dgr 5 aprile 2006 n.8/2318

Norme tecniche regionali in materia di trattamento degli scarichi di acque reflue in attuazione dell'art. 3, comma 1 del regolamento 3/2006.

R.R. 2 del 24 marzo 2006

Disciplina dell'uso delle acque superficiali e sotterranee, dell'utilizzo delle acque a uso domestico, del risparmio idrico e del riutilizzo dell'acqua in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera c) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26.

R.R. 3 del 24 marzo 2006

Disciplina e regime autorizzatorio degli scarichi di acque reflue domestiche e di reti fognarie, in attuazione dell'art. 52 comma 1 lettera a) della l.r. 12 dicembre 2003 n. 26.

R.R. 4 del 24 marzo 2006

Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'art. 52 comma 1 lettera a) della l.r. 12 dicembre 2003 n. 26.

D.g.r. 25 gennaio 2002 n.7/7868

Determinazione del reticolo idrico principale. Trasferimento delle funzioni relative alla polizia idraulica concernenti il reticolo idrico minore come indicato dall'art. 3 comma 114 della l.r.1/2000 – Determinazione dei canoni regionali di polizia idraulica.

2.2.1. REGOLAMENTO REGIONALE RR 7/17 – INVARIANZA IDRAULICA

Per quanto riguarda i principi di invarianza idraulica ed idrologica, il Regolamento Regionale R.R. 7/17 definisce nuovi criteri da rispettare per gli interventi che rientrano nell'ambito di applicazione che lo stesso regolamento definisce. I nuovi provvedimenti da seguire hanno l'obiettivo di perseguire una migliore gestione delle acque meteoriche in modo da ridurre la quantità dei deflussi, con una conseguente attenuazione del rischio idraulico, ed inoltre di diminuire l'impatto inquinante sui corpi idrici ricettori.

L'intervento oggetto di analisi ha l'obbligo di ottemperare alla normativa in quanto compreso nell'ambito di applicazione; i dimensionamenti di tutti gli elementi necessari alla gestione delle acque meteoriche sono stati quindi realizzati basandosi sulle indicazioni normative descritte in seguito.

Articolo 3: Interventi richiedenti le misure di invarianza idraulica e idrologica

L'art. 3 del Regolamento Regionale definisce quali interventi vi sono soggetti, come segue.

1. Gli interventi tenuti al rispetto del principio di invarianza idraulica e idrologica sono quelli di cui all'articolo 58 bis, comma 2, della l.r. 12/2005, come meglio specificato all'allegato A.

Nell'ambito degli interventi edilizi di cui al Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380 (Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia), sono soggetti all'applicazione del presente regolamento gli interventi:

- a) di ristrutturazione edilizia, come definiti dall'articolo 3, comma 1, lettera d) del d.p.r. 380/2001, solo se consistono nella demolizione totale, almeno fino alla quota più bassa del piano campagna posto in aderenza all'edificio, e ricostruzione con aumento della superficie coperta dell'edificio demolito; ai fini del presente regolamento, non si considerano come aumento di superficie coperta gli aumenti di superficie derivanti da interventi di efficientamento energetico che rientrano nei requisiti dimensionali previsti al primo periodo dell'articolo 14, comma 6, del decreto legislativo 4 luglio 2014, n. 102 (Attuazione della direttiva 2012/27/UE sull'efficienza energetica, che modifica le direttive 2009/125/CE e 2010/30/UE e abroga le direttive 2004/8/CE e 2006/32/CE);
- b) di nuova costruzione, così come definiti dall'articolo 3, comma 1, lettera e), del d.p.r. 380/2001, compresi gli ampliamenti; sono escluse le sopraelevazioni che non aumentano la superficie coperta dell'edificio;
- c) di ristrutturazione urbanistica, così come definiti dall'articolo 3, comma 1, lettera f), del d.p.r. 380/2001;

d) relativi a opere di pavimentazione e di finitura di spazi esterni, anche per le aree di sosta, di cui all'articolo 6, comma 1, lettera e-ter), del d.p.r. 380/2001, con una delle caratteristiche che seguono:

1. di estensione maggiore di 150 mq;
2. di estensione minore o uguale di 150 mq, solo qualora facenti parte di un intervento di cui alle lettere a), b) o c), del presente comma o di cui al comma 3;

e) pertinentziali che comportino la realizzazione di un volume inferiore al 20 per cento del volume dell'edificio principale, con una delle caratteristiche che seguono:

1. di estensione maggiore di 150 mq;
2. di estensione minore o uguale di 150 mq, solo qualora facenti parte di un intervento di cui alle lettere a), b) o c), del presente comma.»;

Dopo il comma 2 è aggiunto il seguente:

«2 bis. Sono inoltre soggetti all'applicazione del presente regolamento gli interventi relativi alla realizzazione di:

- a) parcheggi, aree di sosta e piazze, con una delle caratteristiche che seguono:
 1. estensione maggiore di 150 mq;
 2. estensione minore o uguale di 150 mq, solo qualora facenti parte di un intervento di cui alle lettere a), b) o c), del comma 2;
- b) aree verdi sovrapposte a nuove solette comunque costituite, qualora facenti parte di un intervento di cui al comma 2 o alla lettera a) del presente comma».

L'intervento in oggetto ricade all'interno della classe di interventi di nuova costruzione consistente in ampliamenti. Lo schema esemplificativo dell'intervento è riportato in figura 1.

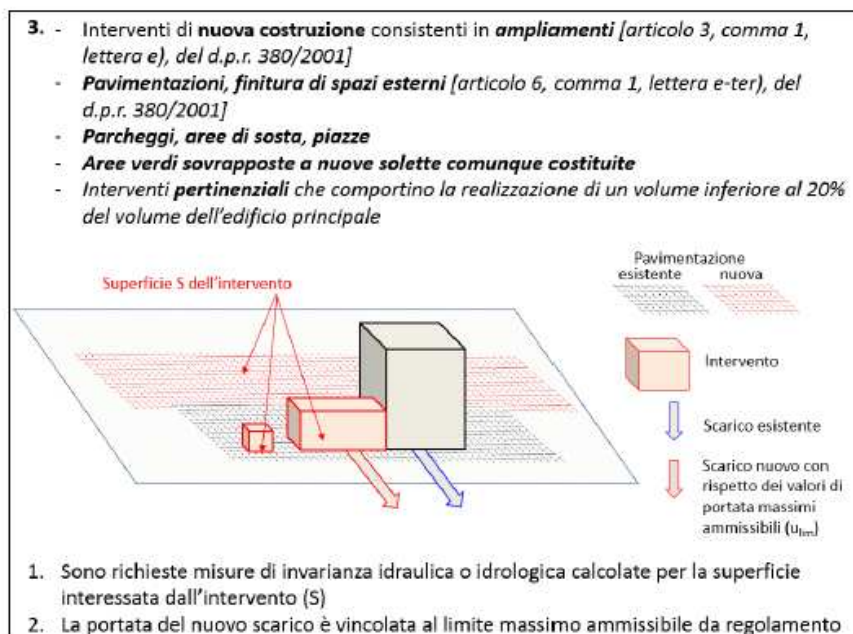


Figura 1: schema esemplificativo dell'intervento a cui applicare le misure di invarianza idraulica e idrologica

Articolo 4: Acque di riferimento per l'applicazione delle misure di invarianza idraulica ed idrologica

L'articolo 4 dispone che tutte le misure di invarianza idraulica e idrologica e i vincoli allo scarico da adottare per le superfici interessate da interventi che prevedono una diminuzione della permeabilità del suolo rispetto a quella preesistente si applicano alle acque pluviali.

Articolo 5: Sistemi di controllo e gestione delle acque pluviali

L'articolo dispone che la gestione delle acque pluviali deve essere effettuata prevedendo, ove possibile, sistemi che garantiscono l'infiltrazione, l'evapotraspirazione e il riuso. L'ordine di priorità di smaltimento dei volumi meteorici infatti si articola come segue:

- 1) Riuso dei volumi stoccati in funzione dei vincoli di qualità e delle effettive possibilità
- 2) Mediante infiltrazione nel sottosuolo compatibilmente con le indicazioni contenute nel PGT
- 3) Scarico in corpo idrico superficiale (rispettando i limiti di portata art.8)
- 4) Scarico in fognatura (rispettando i limiti di portata art.8)

-

Articolo 7: individuazione degli ambiti territoriali di applicazione

Il Regolamento suddivide il territorio regionale in tre aree a differente livello di criticità idraulica.

In base al livello di criticità idraulica dei bacini dei corsi d'acqua ricettori, i comuni appartengono alle seguenti tipologie:

- Area A, ad alta criticità idraulica
- Area B, a media criticità idraulica
- Area C, a bassa criticità idraulica

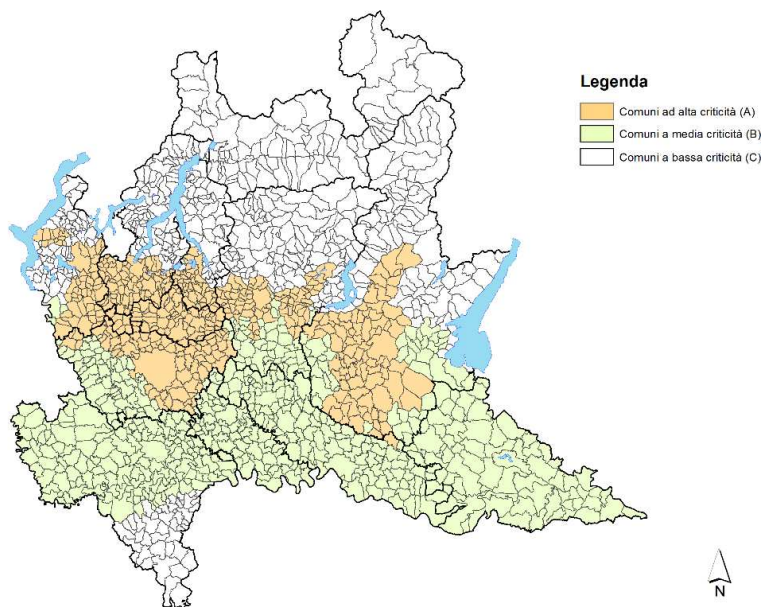


Figura 2: suddivisione dei comuni del territorio regionale in Classi di criticità

L'area considerata nel caso in esame (comuni di Arese e Rho) ricade all'interno della zona A ad alta criticità idraulica (si veda stralcio dell'Allegato C al R.R. 7/17, di seguito riportato).

Comune	Provincia	Criticità idraulica
REZZAGO	CO	C
REZZATO	BS	B
RHO	MI	A
RICENGO	CR	B
ARCISATE	VA	A
ARCONATE	MI	B
ARCORE	MB	A
ARDENNO	SO	C
ARDESIO	BG	C
ARENA PO	PV	B
ARESE	MI	A
ARGEGNO	CO	C
ARLUNO	MI	B
AROSIO	CO	A
ARSAGO SEPRIO	VA	C
ARTOGNE	BS	C
ARZAGO D'ADDA	BG	B
ASOLA	MN	B
ASSAGO	MI	A
ASSO	CO	C
AVERARA	BG	C
AVIATICO	BG	C

Figura 3: Classificazione delle superfici di progetto nelle aree ad alta criticità.

Articolo 9: Classificazione degli interventi (in funzione del grado di impermeabilizzazione)

L'articolo classifica gli interventi a seconda della superficie interessata dall'intervento e del coefficiente di deflusso medio ponderale, come da tabella seguente.

CLASSE DI INTERVENTO	SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO		
			AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)		
			Are A, B	Area 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		
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 4: Classi di intervento in funzione del grado di impermeabilizzazione assoluto

L'intervento comporta una diminuzione della permeabilità rispetto alla situazione attuale di circa 4.792 mq. Tale area comprende sia la superficie di nuova pavimentazione stradale dell'asse A (circa 4420mq), sia l'impermeabilizzazione per l'ampliamento dell'asse B in approccio alla rotatoria est esistente (circa 372mq).

Poiché l'intervento di ampliamento della carreggiata all'asse B si configura come potenziamento di una infrastruttura viaria di tipo "F – strada locale", non è soggetto all'invarianza idraulica a causa delle modifiche all'art. 1 del R.R. 7/17 definite con la deliberazione n°XI/1516 seduta del 15/04/2019. Per la stessa modifica al Regolamento, anche l'ampliamento della sede stradale che consiste nella realizzazione del marciapiede a nord, verso via Luraghi, non è soggetto allo studio dell'invarianza idraulica.

In definitiva, lo studio per l'invarianza idraulica è stato sviluppato per l'intero corpo stradale dell'asse A, considerando l'intera superficie impermeabile, secondo i criteri di seguito riportati.

Articolo 11: Metodologia di calcolo delle misure di invarianza idraulica e idrologica

L'articolo definisce le metodologie per il calcolo delle misure di invarianza idrologica e idraulica per il rispetto dei limiti allo scarico (rif. art. 8), riferite a casi di impermeabilizzazione media o alta ricadenti in aree a media o alta criticità idraulica, per i quali non si applicano i requisiti minimi tabellari (rif. art. 12) ma procedure di calcolo specifiche e dettagliate in Allegato G.

Sono indicati i tempi di ritorno degli eventi meteorici da utilizzare in fase progettuale:

- T = 50 anni da adottare per dimensionare le opere di invarianza idraulica e idrologica;
- T = 100 anni da adoperare per la verifica dei franchi di sicurezza delle opere come sopra dimensionate.

Per il calcolo della precipitazione di progetto, viene indicato di assumere i parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica riportate da ARPA Lombardia.

3. IDROLOGIA

3.1. ANALISI PLUVIOMETRICA

In questo paragrafo, in coerenza al regolamento (rif. art. 11 ed Allegato G), vengono specificate le modalità di elaborazione delle piogge di progetto, sulla base delle quali sono state dimensionate le opere idrauliche (condotte di scarico e volumi di laminazione) per tutti gli interventi.

Scopo dell'analisi pluviometrica è la determinazione dello "ietogramma di progetto", cioè della pioggia tipo di progetto che dovrà sollecitare la rete, in base alle "curve di possibilità pluviometrica" (CPP) adottate. Tali curve (relative a diversi tempi di ritorno) descrivono la variabile casuale "massima altezza annuale di precipitazione di assegnata durata" e vengono approssimate con espressioni monomie del tipo:

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

Dove h rappresenta l'altezza di una pioggia di durata θ , mentre i parametri "a" e "n" dipendono dal tempo di ritorno assegnato.

Tali parametri, come da regolamento, sono stati ricavati dal portale ARPA LOMBARDIA – Servizio Idrografico.

In particolare, il servizio fornisce i parametri della curva di possibilità pluviometrica valida per ogni località della Lombardia, espressa nella forma:

$$h = a_1 \cdot w_T \cdot D^n$$

$$w_T = \varepsilon + (\alpha/k) \{1 - [\ln(T/(T - 1))]^k\}$$

in cui h è l'altezza di pioggia, D è la durata, $a1$ è il coefficiente pluviometrico orario, wT è il coefficiente probabilistico legato al tempo di ritorno T , n è l'esponente della curva (parametro di scala), α , ϵ , k sono i parametri delle leggi probabilistiche GEV adottate.

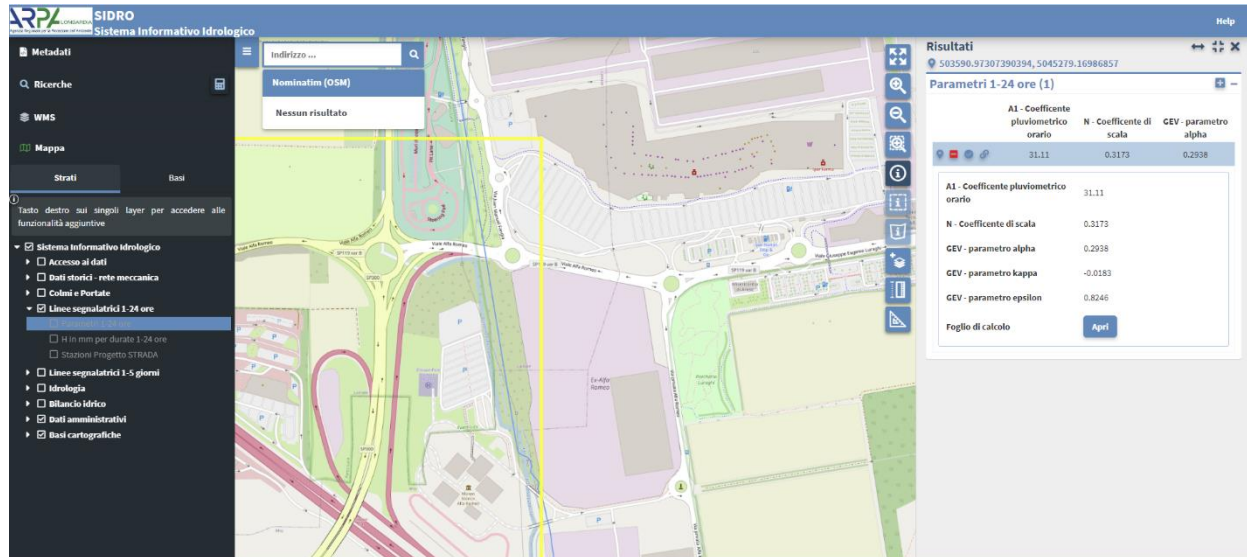


Figura 5: Portale idrologico Arpa Lombardia da cui sono stati ricavati i parametri delle CPP valide per l'area di intervento



Figura 6: Portale idrologico Arpa Lombardia – dettaglio parametri area di intervento



Figura 7: Calcolo delle linee segnatrici 1-24 ore

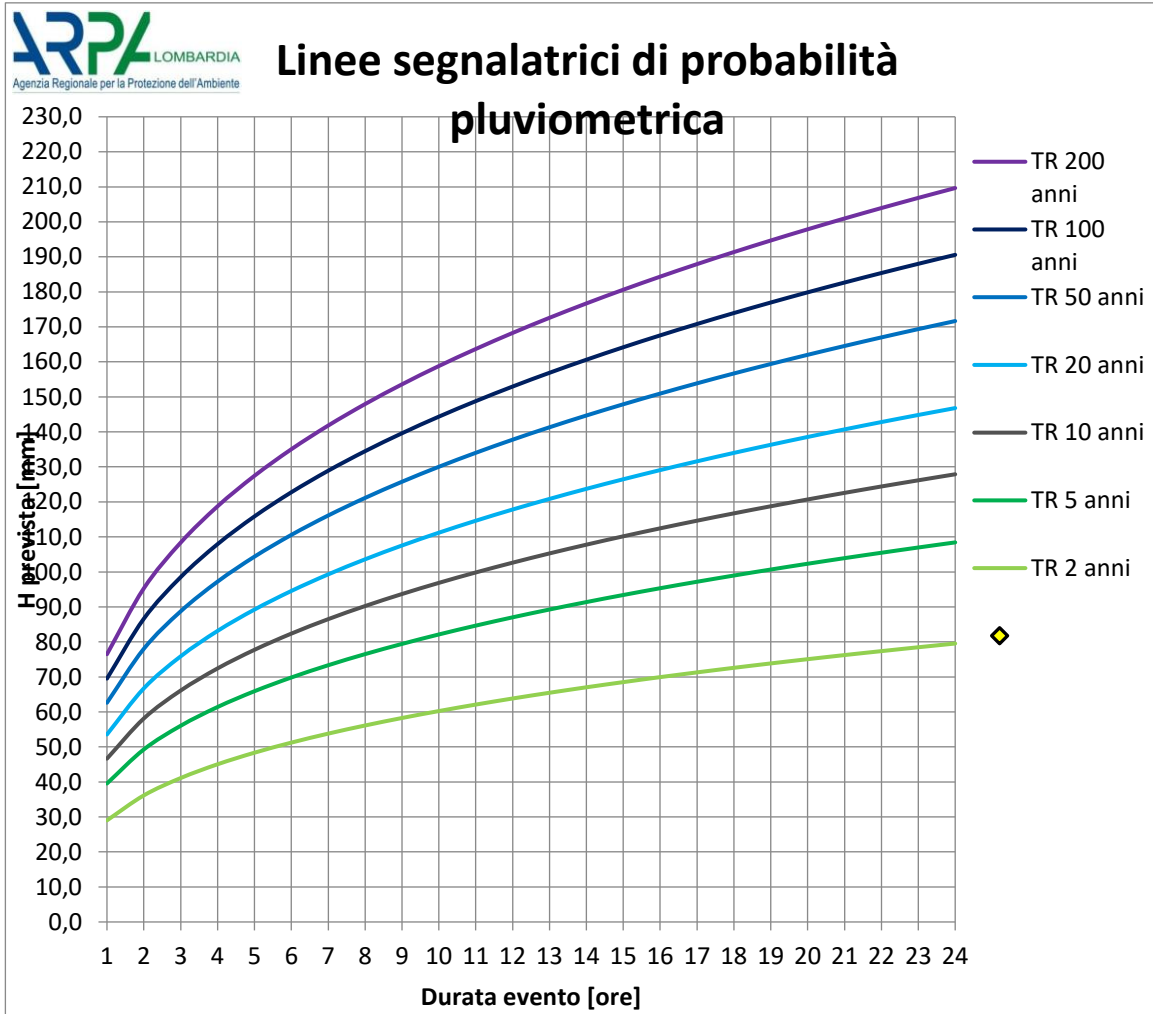


Figura 8: Curve di possibilità pluviometrica (t > 1 ora)

Di seguito si riportano i parametri delle curve per durate maggiori e minori di un'ora, relative al tempo di ritorno dell'evento T =50 anni e T =100 anni. Tali tempi di ritorno utilizzati sono relativi alle prescrizioni sul rispetto delle misure di invarianza idraulica come da RR 7/17 e successive modifiche, art. 11 comma 2.

CPP T=50 anni	a	n
>1h	62,622	0,317
<1h	62,622	0,50

Tabella 1: parametri CPP tempo di ritorno 50 anni

CPP T=100 anni	a	n
>1h	69,520	0,317
<1h	69,520	0,50

Tabella 2: parametri CPP tempo di ritorno 100 anni

3.2. IETOGRAMMI DI PROGETTO

Per la determinazione, attraverso un modello afflussi-deflussi, della massima portata al colmo per assegnato tempo di ritorno, si costruiscono degli ietogrammi teorici di progetto a partire dalle curve di possibilità pluviometrica.

In particolare nel presente progetto sono stati utilizzati, quali eventi di progetto per la verifica e il dimensionamento di collettori e vasche, ietogrammi di tipo “Chicago” e di tipo “Costante”, con diversi tempi di ritorno.

a) Ietogramma Chicago

Questo tipo di ietogramma è riconosciuto come quello che meglio rappresenta gli eventi estremi; esso, inoltre, presenta il noto vantaggio di essere critico per tutte le sezioni aventi tempo di corrivazione uguale o inferiore alla sua durata, benché, per questo stesso motivo, esso tenda a non essere rappresentativo degli eventi da considerare critici ai fini della progettazione delle vasche volano.

Nel caso specifico, quindi, lo ietogramma è stato utilizzato per verificare attraverso il modello matematico, il dimensionamento delle tubazioni di convogliamento effettuato tramite il metodo della corrivazione; il picco è stato posizionato a 0,4 volte il tempo di base.

E' caratterizzato da un picco di intensità massima i_{max} e da una intensità media uguale a quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica; prendendo in esame una curva espressa con la formula monomia a due parametri $h = a \cdot \vartheta^n$, l'intensità $i(t)$ e l'altezza di pioggia $h(t)$ dello ietogramma sono date dalle equazioni:

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{t_r - t}{k}\right)^{n-1} \quad h(t) = k \cdot a \cdot \left[\left(\frac{t_r}{k}\right)^n - \left(\frac{t_r - t}{k}\right)^n \right] \quad \text{per } t \leq t_r$$

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{t - t_r}{1 - k}\right)^{n-1} \quad h(t) = a \cdot \left[k \cdot \left(\frac{t_r}{k}\right)^n + (1 - k) \cdot \left(\frac{t_r - t}{k}\right)^n \right] \quad \text{per } t \geq t_r$$

Dove $t_r = k \cdot \vartheta$ è l'istante di tempo in cui si verifica il picco (la posizione del picco è assunta pari a 0.4 in quanto rappresenta il valore medio riportato in letteratura).

Sempre per quanto concerne il picco massimo dell'intensità di pioggia, è osservabile come, secondo le equazioni riportate, si raggiungerebbero valori infiniti in prossimità del tempo t_r .

Per questo motivo si pone come limite massimo di intensità quello corrispondente alla minima durata per la quale è possibile conoscere dati pluviometrici e quindi ricavare le cpp (solitamente pari a 5 minuti).

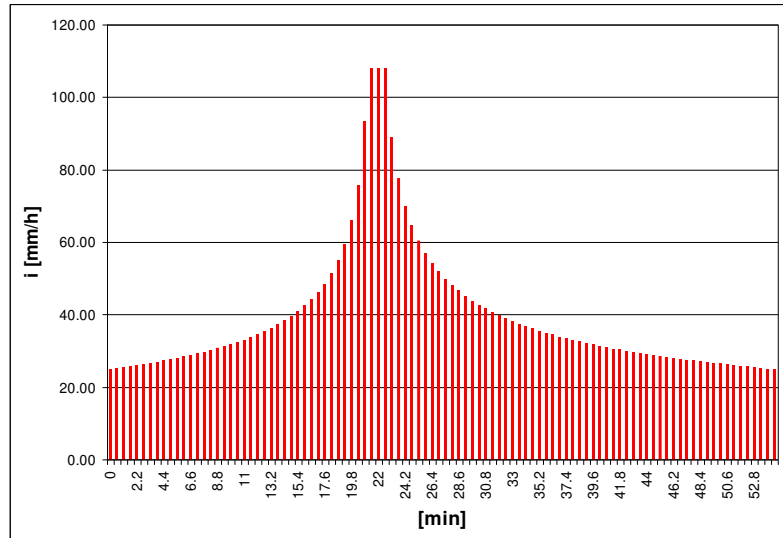


Grafico 3.1.A Esempio di ietogramma tipo Chicago

Di seguito si riportano i valori tabellari per gli ietogrammi Chicago con tempi di ritorno T= 50 e 100 anni.

IETOGRAMMA CHICAGO		
tempo	Intensità	
	T=50 anni	T=100 anni
<i>min</i>	<i>mm/h</i>	<i>mm/h</i>
0	0	0
5	33	37
10	37	42
15	45	50
20	61	68
25	153	171
30	153	171
35	65	72
40	51	57
45	43	48
50	38	43
55	35	39
60	32	36

Tabella 3.1.A Ietogrammi Chicago T=50 e 100 anni

b) Ietogramma Costante

Questo ietogramma è caratterizzato per tutta la durata dell'evento da un valore costante dell'intensità di pioggia, ed è spesso utilizzato per la progettazione e verifica delle opere di invaso e laminazione.

Se si considera una curva monomia a due parametri questa intensità sarà pari a:

$$i = a \cdot \theta^{n-1}$$

Questi ietogrammi sono stati utilizzati per il dimensionamento di tutte le opere di laminazione e scarico tramite dispersione nel sottosuolo previste dal progetto, in quanto per questa tipologia di opere risulta predominante l'aspetto legato ai volumi d'acqua piovuti rispetto all'intensità della precipitazione.

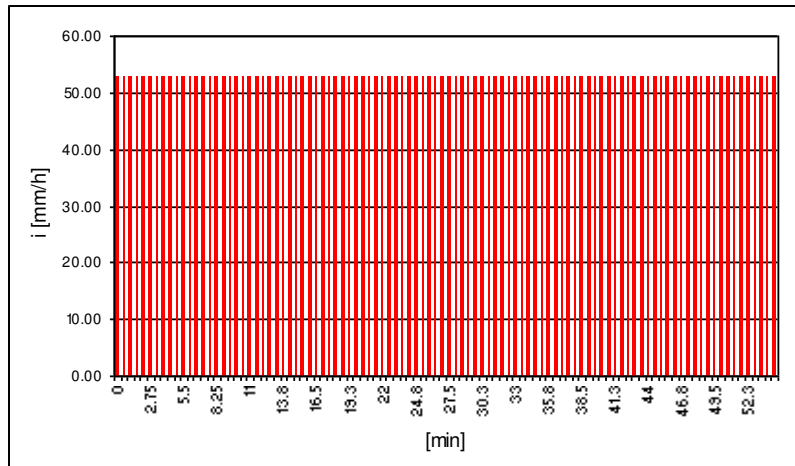


Grafico 3.1.B Esempio di ietogramma tipo Costante

4. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

4.1. INQUADRAMENTO E VINCOLI IN ESSERE

L'area di intervento è ubicata nella zona all'interno della Città Metropolitana di Milano in corrispondenza dell'ex polo produttivo FIAT-Alfa Romeo.

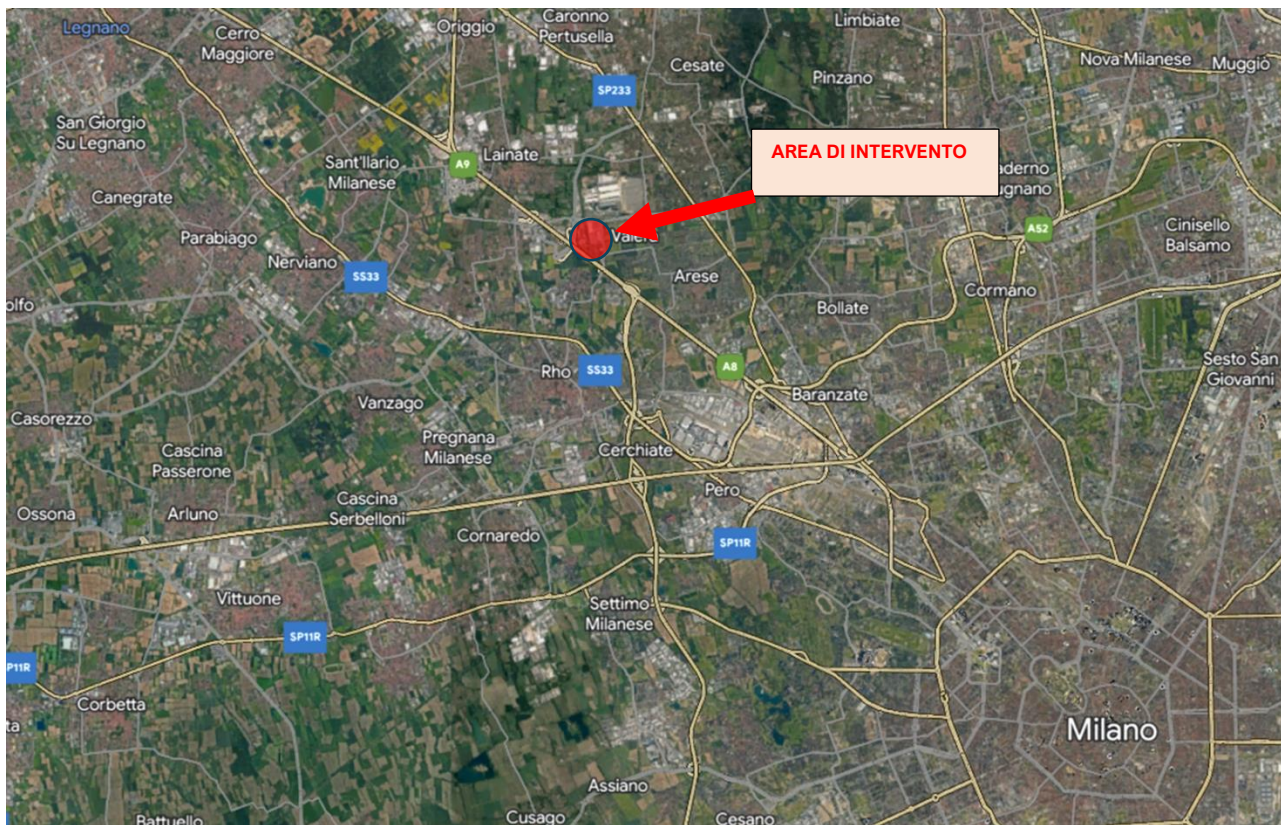


Figura 9: Inquadramento territoriale

L'opera ricade parzialmente nel territorio comunale di Rho (MI) e parzialmente nel comune di Arese (MI) e consiste in un nuovo asse stradale (Asse A) che si collega senza soluzione di continuità all'Asse B del lotto N4 e si innesta nella rotatoria all'intersezione tra viale Alfa Romeo e la viabilità di accesso al museo e all'area commerciale Alfa Romeo.

L'opera ricade a cavallo dei territori comunali di Rho (MI) e Arese (MI) e si configura come nuova progettazione di viabilità (asse A) e adeguamento del sistema stradale esistente. Una prima parte a Ovest prevede la realizzazione di una nuova strada che parte dalla rotatoria del Museo Storico dell'Alfa Romeo e sale verso Nord con l'obiettivo di connettersi ad un'altra rotatoria esistente. L'opera prevede dunque la realizzazione di un tratto stradale ex novo. Il tratto stradale che dalla rotatoria del Museo Storico dell'Alfa Romeo sale verso Nord sarà invece adeguato con l'ampliamento della semicarreggiata in direzione Sud; nello specifico si prevede la realizzazione di una seconda corsia di marcia.

Nello specifico la lunghezza del tratto di intervento Ovest avrà una lunghezza di circa 455 m, mentre quella a Est di circa 93 m.



Figura 10. Area di intervento

Per verificare la presenza di eventuali vincoli urbanistici specifici, è stato consultato il PGT vigente e adottato dell'area in esame.

Come illustrato nella figura seguente, ai fini del seguente progetto, l'area oggetto di intervento ricade in area di bonifica a.2 - Area bonificata certificazione Provincia di Milano n. 162069/06.09.10 RG 9837/2010 (rif. Tavola PGT "Carta dei Vincoli").

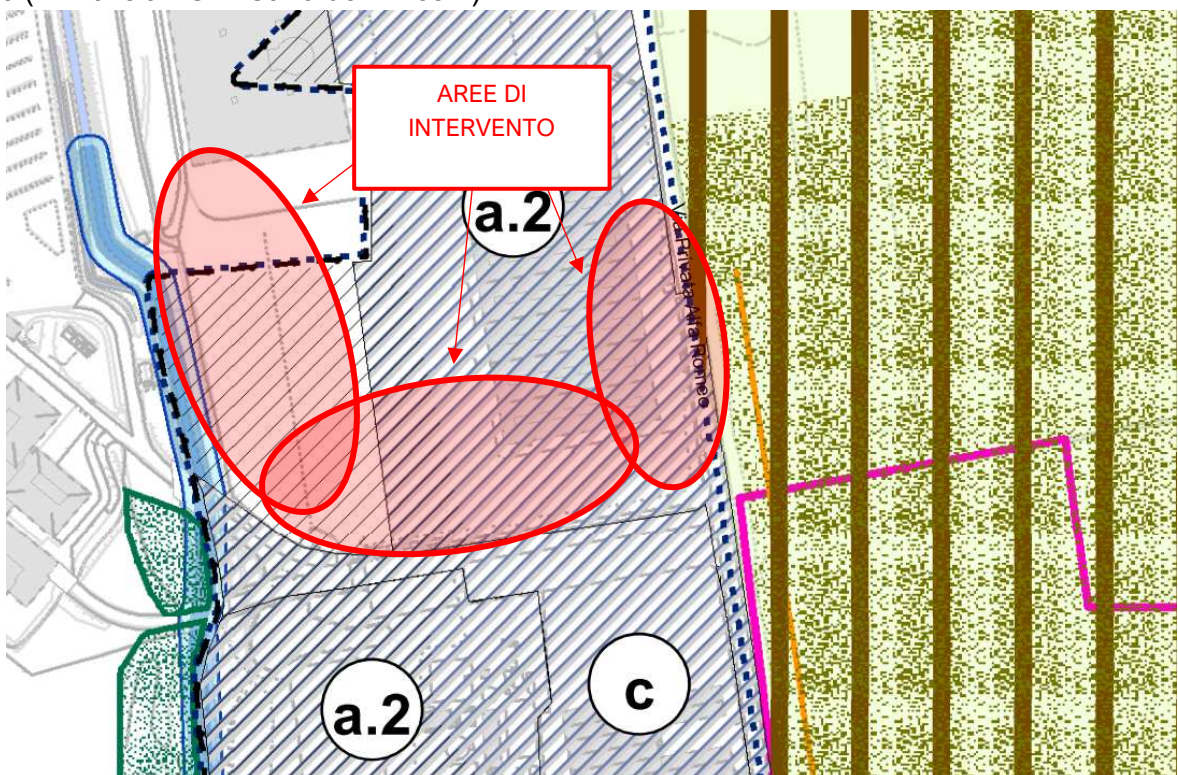


Figura 11: Verifica interferenza con la pianificazione comunale

L'intervento è completato dalla realizzazione del marciapiede avente larghezza di 2m su Via privata Alfa Romeo (Asse M) per il raggiungimento del marciapiede esistente su Viale Luraghi. Si precisa che in questa porzione di intervento non verrà modificata la modalità di smaltimento delle acque di piattaforma rispetto alla configurazione attuale.

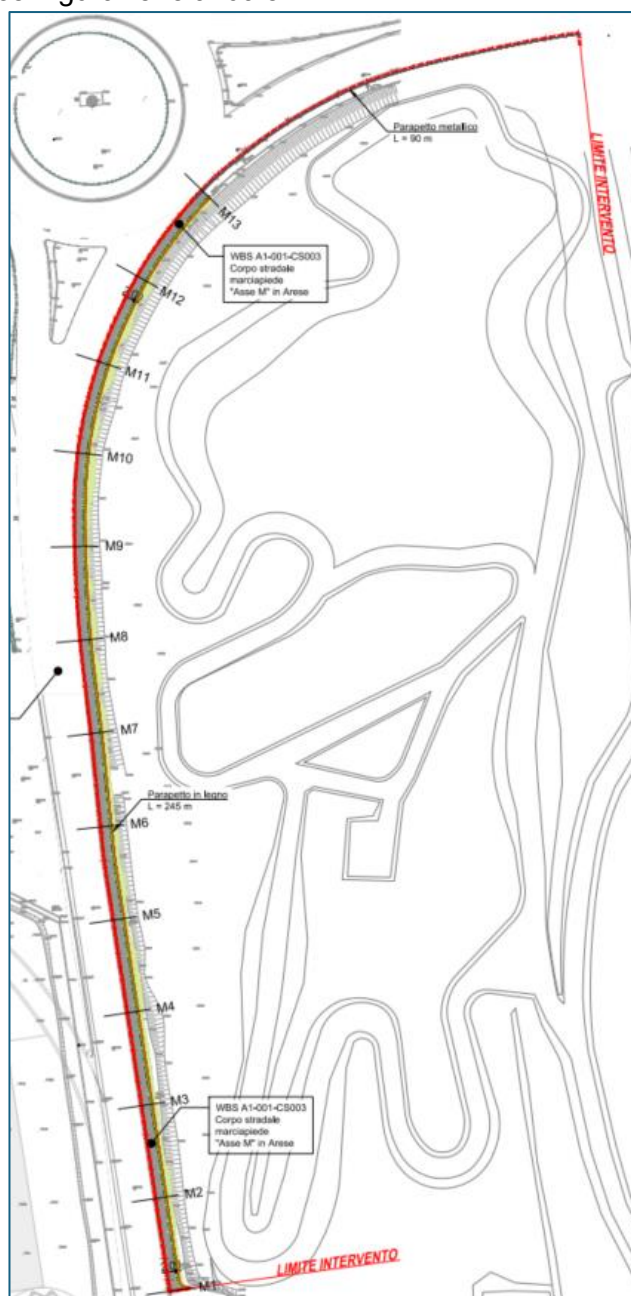


Figura 12 - Asse M

4.2. AREA DI INTERVENTO E SUPERFICI COMPORTANTI RIDUZIONE DELLA PERMEABILITÀ

L'area dell'intervento riguarda l'adeguamento della viabilità nell'area del Museo Storico dell'Alfa Romeo, con la realizzazione di una strada ex novo e l'adeguamento con ampliamento corsie di un tratto invece esistente, a cui si aggiunge la realizzazione di un marciapiede accanto alla viabilità esistente a nord, verso via Luraghi.

Di conseguenza, con riferimento alla riduzione delle permeabilità delle aree, si possono individuare due diverse tipologie di superfici:

- aree impermeabili esistenti (strade) da mantenere nel nuovo assetto infrastrutturale;
- nuove aree impermeabili (strade) in progetto.

L'area impermeabile è individuata nell'estratto planimetrico seguente, in cui si riconosce l'allargamento con la corsia aggiuntiva sul lato Est della carreggiata per quanto riguarda il secondo inquadramento.



Figura 13 - Planimetria di progetto – primo inquadramento

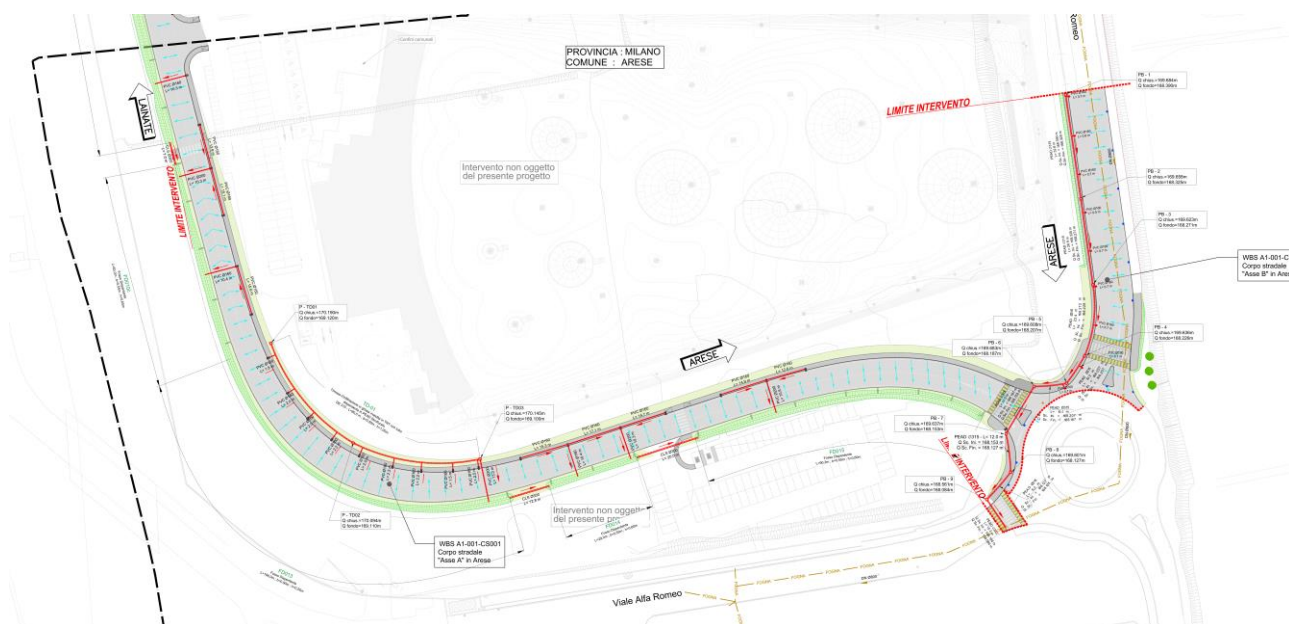


Figura 14 Planimetria di progetto – secondo inquadramento

L'intervento soggetto ad invarianza idraulica comporta una diminuzione della permeabilità rispetto alla situazione attuale, investendo un'area di circa 4792 mq, corrispondente ad una infrastruttura stradale e pertanto totalmente impermeabile. Come già menzionato nei paragrafi precedenti, l'intervento di adeguamento della viabilità esistente (asse B) non è soggetto ad invarianza idraulica, così come la realizzazione del marciapiede a nord.

Come previsto dall'art. 5 RR n. 7/2017, l'area presenta un determinato grado di impermeabilizzazione del suolo rispetto alle condizioni preesistenti, pertanto avrà un determinato coefficiente di deflusso (rif. art. 11 comma 2 RR n.7/2017).

Trattandosi di strade asfaltate, il coefficiente di deflusso medio ponderato (Φ_{med}) dell'intero intervento risulta pari a 1,00.

4.3. OPERE IDRAULICHE DI PROGETTO PER L'INVARIANZA IDRAULICA

La raccolta delle acque presenti sul corpo stradale è convogliata verso il ciglio grazie alla pendenza trasversale data dalla sezione, quindi raccolta da apposite caditoie, poste lungo il ciglio stradale esterno.

Le caditoie indirizzano le acque di piattaforma ad un fosso inerbito disperdente che abbatte le sostanze potenzialmente inquinanti e scarica le portate, opportunamente laminate, al recapito finale (strati superficiali del suolo) mediante infiltrazione.

In sintesi, le opere idrauliche previste dal progetto sono costituite essenzialmente da:

- **opere per la raccolta delle acque di piattaforma:** caditoie con tubazioni fognarie;
- **opere per il trasporto delle acque di piattaforma:** condotti e tubazioni;
- **opere per lo smaltimento delle acque:** fossi di dispersione in terra a cielo aperto per la laminazione e il successivo smaltimento delle acque tramite infiltrazione negli strati superficiali del sottosuolo, con funzione di abbattimento delle sostanze inquinanti.

5. DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA STRADALE – ELEMENTI DI RACCOLTA

Sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi idrologica, si procede ora alla descrizione dei criteri di dimensionamento e verifica dei principali elementi costituenti il sistema di drenaggio.

5.1. CADITOIA STRADALE SIFONATA

Le opere di drenaggio superficiale devono provvedere alla raccolta, all'incanalamento e all'allontanamento delle acque che vengono intercettate dal corpo stradale. L'efficacia e l'economicità dell'intera rete di drenaggio richiedono quindi anche la progettazione e la localizzazione dei manufatti idraulici che collegano la strada alla rete dei canali di fognatura.

Particolare attenzione bisogna avere nei riguardi della pavimentazione stradale, in quanto non è sufficiente smaltire l'acqua, ma occorre anche fare in modo che questa non raggiunga spessori che possano costituire pericolo per il traffico.

A tal fine la piattaforma viene realizzata con sezione trasversale di forma convessa per consentire al deflusso superficiale di raggiungere le caditoie poste lateralmente alla carreggiata.

Il dimensionamento consiste nel definire l'interasse degli elementi di raccolta in modo tale che la portata che scorre tra un elemento di raccolta e il successivo sia tale da non produrre l'allagamento della carreggiata.

Le modalità di calcolo cambiano a seconda della tipologia di caditoia, ma a prescindere dal tipo di elemento puntuale che si considera, è necessario che l'acqua presente sulla strada transiti in un tratto limitato di banchina.

Assimilando la sezione della banchina ad un'ipotetica canaletta triangolare delimitata dal manto stradale e dal cordolo si può calcolare la portata massima transitante nella banchina con la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q_b = K A R^{2/3} j_l^{1/2} = K \frac{A^{5/3}}{C^{2/3}} \sqrt{j_l}$$

dove:

- Q_b portata defluente in banchina (m^3/s);
- $K = 1/n$ coefficiente di scabrezza di Strickler ($m^{1/3}/s$);
- A_b area bagnata (m^2);
- C_b contorno bagnato (m);
- j_l pendenza longitudinale media della banchina (m/m);
- $R = \frac{A_b}{C_b}$ raggio idraulico (m).

Come parametro di Strickler è stato utilizzato il valore di $70 m^{1/3}/s$ ($n = 0,0143 s/m^{1/3}$); per il calcolo dell'area e del perimetro bagnato sono state utilizzate le seguenti formule:

$$A_b = \left(\frac{h^2}{j_t} \cdot 100 \right) / 2$$

$$C_b = h + \frac{h}{\sin(\tan^{-1}(j_t/100))}$$

$$h = \min \left\{ \frac{W_0 j_t}{100}; 0,15m \right\}$$

Dove h rappresenta l'altezza massima del velo idrico in banchina. Come ampiezza massima di impegno si è considerata una fascia allagata $W_0 = 2,00$ m, ma solamente in curva, ove la velocità del veicolo è ridotta.

Il rapporto tra la portata massima (Q_b) e la portata defluente dalla falda piana (superficie stradale scolante) per unità di larghezza (q_0) fornisce l'interasse massimo degli elementi puntuali affinché non si abbia l'allagamento della carreggiata.

La portata per unità di larghezza della falda è data dalla formula:

$$q_0 = \phi B i'$$

con b larghezza della falda, ϕ coefficiente di deflusso ed i intensità di pioggia calcolabile con la seguente relazione (valida nel caso di CPP a 2 parametri):

$$i' = a t_c^{n-1}$$

Il coefficiente di deflusso è stato posto pari ad 1,0 per le superfici pavimentate e pari a 0,6 per le superfici permeabili.

Per quanto riguarda la larghezza drenata si ha per le sezioni più gravose prese in esame rispettivamente:

- Asse A: sezione in rettilineo → 4m (ampiezza della corsia stradale);
- Asse A: sezione in curva → 9,8m (ampiezza delle corsie stradali);
- Asse B: sezione in rettilineo → 7,5m.

In base alla teoria dell'onda cinematica si ha che la condizione più gravosa è quella per cui il tempo di pioggia è pari al tempo di corrivazione. Trascurando il tempo di percorrenza dell'elemento da dimensionare si ha che il tempo di corrivazione è pari al tempo di afflusso da una falda piana calcolabile tramite la seguente formula:

$$t_a = t_c = 3,26 (1,1 - \phi) \frac{L_{eff}^{0,5}}{j^{1/3}}$$

dove:

- $j = \sqrt{j_l^2 + j_t^2}$ è la pendenza della strada lungo la linea di corrente (j_l pendenza longitudinale; j_t pendenza trasversale);
- $L_{eff} = B \left[1 + \left(\frac{L_l}{j_t} \right)^2 \right]^{1/2}$ è la lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata.

Si è comunque imposto un tempo di corrivazione minimo pari a 5 minuti.

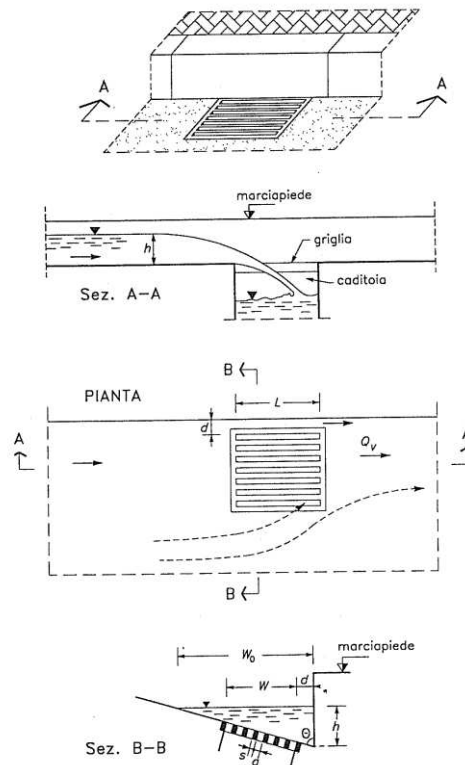
Oltre alla verifica per l'allagamento della banchina sono necessarie ulteriori verifiche che dipendono dal tipo di elemento puntuale considerato.

➤ Caditoie stradali a salto sul fondo

Le caditoie a salto sul fondo scaricano la portata in un pozzetto alla cui sommità è generalmente posta una griglia, le cui barre, per motivi di efficienza idraulica, è conveniente siano poste in senso longitudinale. Il dimensionamento può essere effettuato nell'ipotesi di voler intercettare tutto il deflusso oppure si può ipotizzare che il deflusso aggiri in parte la caditoia. Nell'ipotesi di derivazione totale la capacità della caditoia può essere valutata con la seguente formula (Sistemi Di Fognatura – Manuale Di Progettazione, Hoepli, 1997):

$$Q_{cad,1} = 0.417 L h^2 g^{0.5} \left(h - \frac{W}{\tan \theta} \right)^{-0.5}$$

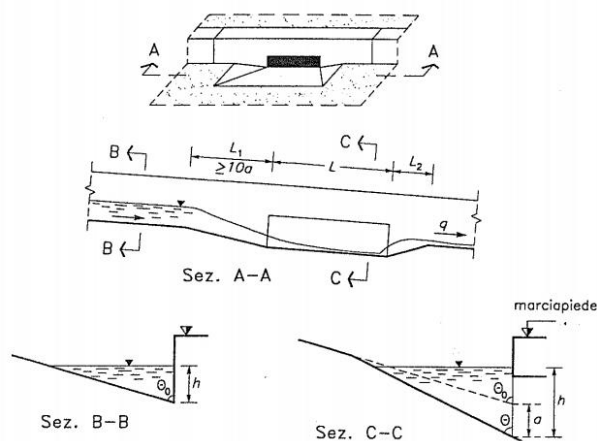
In cui L è la lunghezza della luce necessaria per intercettare l'intera portata, g è l'accelerazione di gravità e i restanti simboli hanno il significato mostrato nella figura seguente:



➤ Caditoie stradali a bocca di lupo

Le caditoie a bocca di lupo sono meno efficienti di quelle a salto ma, in compenso, meno soggette all'intasamento. La caditoia funziona come uno stramazzo laterale se l'altezza idrica si mantiene inferiore a quella della feritoia, altrimenti come una luce laterale a battente. Anche per questo tipo di caditoie è necessario riferirsi ai risultati sperimentali. Con riferimento alla figura riportata nel seguito, nell'ipotesi di funzionamento sotto battente, la portata intercettata da un'apertura di lunghezza L , con tirante idrico h , può essere ricavata dalla seguente relazione (Sistemi Di Fognatura – Manuale Di Progettazione, Hoepli, 1997):

$$Q_{cad,2} = \frac{0.39}{h} [(a + h)^{5/2} - a^{5/2}]$$



Visti i valori molto ridotti del tirante idrico in relazione alla luce della caditoia non è stato considerato il caso di funzionamento sotto battente. Per le stesse ragioni, è facile verificare che l'impiego della formula precedente porterebbe a interessi molto ridotti. Per tale motivo quello che può essere fatto è prevedere un "invito" per

l'acqua tramite una depressione di altezza pari $a > 3.5$ cm. In ogni caso si assume un interasse massimo di 15 m in rettilineo e 10 m in curva.

Indipendentemente dalla tipologia di caditoia, in aggiunta alle verifiche appena dette, è stata verificata la capacità del discendente poiché la portata captata dalla caditoia deve essere inferiore a quella che il discendente è in grado di smaltire. Lo scarico dalla caditoia avviene tramite un discendente DN160 sempre in PVC.

Lungo l'asse A, dove sono previste esclusivamente caditoie a bocca di lupo, per ridurre in numero di collettori che attraversano la sede stradale sono stati collegati fino a due pozzetti al medesimo manufatto che scarica le acque con un'unica tubazione DN200 al fosso dal lato opposto della strada.

Nella tabella seguente si riporta, sia per la caditoia a bocca di lupo che per quella grigliata, il calcolo dell'interasse massimo di progetto; il calcolo è stato effettuato con riferimento alla condizione più sfavorevole.

	Tipologia elemento	b (m)	jl (%)	jt (%)	i (%)	L _{eff} (m)	T _a (min)	i' (mm/h)	q ₀ (l/s/m)	W ₀ (m)	Q _s (l/s)	Q _{cad,1} (l/s)	Q _{cad,2} (l/s)	Q _{D160} (l/s)	min{Q _{max} } (l/s)	ΔL _{max} (m)	ΔL _{pro} (m)	Q (l/s)
Asse A	Caditoia bocca di lupo	5,60	0,00	2,50	2,50	4,00	5,00	216,93	0,24	1,50	4,32	5,81	6,17	21,16	4,32	17,93	15,00	3,62
	Caditoia bocca di lupo	9,80	0,02	3,50	3,50	9,80	5,00	216,93	0,59	2,00	7,24	13,97	9,31	21,16	7,24	12,27	10,00	5,91
Asse B	Caditoia grigliata	7,50	0,23	2,50	2,51	7,53	5,00	216,93	0,45	1,50	6,55	5,81	6,17	21,16	5,81	12,85	12,00	5,42

Bisogna però verificare che lo scarico, costituito da una tubazione in PVC DN 160, sia in grado di trasferire la portata in arrivo alla tubazione sottostante; il moto dell'acqua dopo l'uscita dal pozzetto avviene, nelle peggiori condizioni, con caduta libera e può essere correttamente assimilato al moto in un pluviale.

La verifica dello scarico può farsi trattandolo, a seconda del carico, come soglia sfiorante a pianta circolare di diametro D o come luce sotto battente; detto h il carico sulla soglia all'imbocco, la portata Q è:

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con } C_q=0,35$$

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con } C_q=0,60$$

Considerando che, in condizioni di massimo riempimento si ha un funzionamento a battente con carico h pari a circa 20 cm, si ha che la capacità di smaltimento Q della tubazione di scarico, nelle condizioni peggiori di funzionamento, risulta pari a:

Interasse scarichi	x	10	m
Portata massima da scaricare	Q _s	9,8	l/s
Q _{sfioro} (soglia sfiorante a pianta circolare)	Q _{Sf}	65,57	l/s
Q _{sfioro} (luce sotto battente)	Q _{Sf}	21,16	l/s

Le caditoie disposte lungo l'asse A saranno collegate ai fossi disperdenti mediante collettori in PVC a diametro variabile compreso tra 160 mm e 200 mm. Come già descritto, al fine di ridurre il numero di attraversamenti della carreggiata per scaricare le acque nel fosso lato ovest, lo scarico nel fosso avviene ogni tre caditoie, ove possibile, altrimenti ogni due caditoie.

Il dimensionamento di tali collettori a DN200 per il caso più gravoso di 3 pozzetti collegati allo stesso scarico, tiene conto dell'area drenata dalle caditoie, larga quanto la corsia lato est (4m) cui si somma la fascia di marciapiede limitrofo (1,65m).

Nota la portata per metro di carreggiata afferente alla singola caditoia pari a 0,24 l/s/m, ne consegue che per 3 caditoie disposte ogni 15m collegate fra loro, la portata totale è pari a 10,8 l/s.

Tale portata è smaltibile da un collettore a DN 200 avente pendenza dello 0,2%, poiché, come visibile dal grafico sottostante, il riempimento si attesta attorno al 60%.

SEZIONE CIRCOLARE										
D	h/D	h [m]	f	Area bagnata [m ²]	Contorno bagnato [m]	R	X	Q [m ³ /s]	Qr [m ³ /s]	Q/Qr
0,2 m	0,05	0,01	0,902053624	0,001	0,090	0,007	39	8,24E-05	0,017161	0,005
Ks	0,1	0,02	1,287002218	0,002	0,129	0,013	43	0,000358	0,017161	0,021
90 m ^{1/3} s ⁻¹	0,15	0,03	1,59079766	0,003	0,159	0,019	46	0,000834	0,017161	0,049
1	0,2	0,04	1,854590436	0,004	0,185	0,024	48	0,001503	0,017161	0,088
0,200%	0,25	0,05	2,094395102	0,006	0,209	0,029	50	0,002351	0,017161	0,137
>0,2%	0,3	0,06	2,318558961	0,008	0,232	0,034	51	0,003361	0,017161	0,196
	0,35	0,07	2,532207346	0,010	0,253	0,039	52	0,004512	0,017161	0,263
Qs [l/s]	0,4	0,08	2,738876812	0,012	0,274	0,043	53	0,005783	0,017161	0,337
10,8	0,45	0,09	2,941257811	0,014	0,294	0,047	54	0,007148	0,017161	0,417
Qs [m ³ /s]	0,5	0,1	3,141592654	0,016	0,314	0,050	55	0,008581	0,017161	0,500
0,0108	0,55	0,11	3,341927496	0,018	0,334	0,053	55	0,010052	0,017161	0,586
	0,6	0,12	3,544308495	0,020	0,354	0,056	56	0,01153	0,017161	0,672
	0,65	0,13	3,750977962	0,022	0,375	0,058	56	0,012981	0,017161	0,756
	0,7	0,14	3,964626346	0,023	0,396	0,059	56	0,014368	0,017161	0,837
	0,75	0,15	4,188790205	0,025	0,419	0,060	56	0,015649	0,017161	0,912
	0,8	0,16	4,428594871	0,027	0,443	0,061	56	0,016775	0,017161	0,977
	0,85	0,17	4,692387647	0,028	0,469	0,061	56	0,017684	0,017161	1,030
	0,9	0,18	4,99618309	0,030	0,500	0,060	56	0,018291	0,017161	1,066
	0,95	0,19	5,381131684	0,031	0,538	0,057	56	0,01844	0,017161	1,075
	1	0,2	6,283185307	0,031	0,628	0,050	55	0,017161	0,017161	1,000

Anche il dimensionamento dei collettori a DN160 per il caso più gravoso di 2 pozzetti collegati allo stesso scarico segue il ragionamento precedente, per cui ogni scarico di due caditoie collegate al medesimo collettore deve veicolare una portata di 7,2 l/s.

Tale portata è smaltibile da un collettore a DN 160 avente pendenza dello 0,2%, poiché, come visibile dal grafico sottostante, il riempimento si attesta a meno del 70%.

SEZIONE CIRCOLARE										
D	h/D	h [m]	f	Area bagnata [m ²]	Contorno bagnato [m]	R	X	Q [m ³ /s]	Qr [m ³ /s]	Q/Qr
0,16 m	0,05	0,008	0,902053624	0,000	0,072	0,005	37	4,55E-05	0,009465	0,005
Ks	0,1	0,016	1,287002218	0,001	0,103	0,010	42	0,000198	0,009465	0,021
90 m ^{1/3} s ⁻¹	0,15	0,024	1,59079766	0,002	0,127	0,015	45	0,00046	0,009465	0,049
1	0,2	0,032	1,854590436	0,003	0,148	0,019	47	0,000829	0,009465	0,088
0,200%	0,25	0,04	2,094395102	0,004	0,168	0,023	48	0,001297	0,009465	0,137
>0,2%	0,3	0,048	2,318558961	0,005	0,185	0,027	49	0,001854	0,009465	0,196
	0,35	0,056	2,532207346	0,006	0,203	0,031	50	0,002489	0,009465	0,263
Qs [l/s]	0,4	0,064	2,738876812	0,008	0,219	0,034	51	0,00319	0,009465	0,337
7,2	0,45	0,072	2,941257811	0,009	0,235	0,037	52	0,003943	0,009465	0,417
Qs [m ³ /s]	0,5	0,08	3,141592654	0,010	0,251	0,040	53	0,004733	0,009465	0,500
0,0072	0,55	0,088	3,341927496	0,011	0,267	0,042	53	0,005544	0,009465	0,586
	0,6	0,096	3,544308495	0,013	0,284	0,044	54	0,006359	0,009465	0,672
	0,65	0,104	3,750977962	0,014	0,300	0,046	54	0,00716	0,009465	0,756
	0,7	0,112	3,964626346	0,015	0,317	0,047	54	0,007925	0,009465	0,837
	0,75	0,12	4,188790205	0,016	0,335	0,048	54	0,008631	0,009465	0,912
	0,8	0,128	4,428594871	0,017	0,354	0,049	54	0,009252	0,009465	0,977
	0,85	0,136	4,692387647	0,018	0,375	0,049	54	0,009753	0,009465	1,030
	0,9	0,144	4,99618309	0,019	0,400	0,048	54	0,010088	0,009465	1,066
	0,95	0,152	5,381131684	0,020	0,430	0,046	54	0,01017	0,009465	1,075
	1	0,16	6,283185307	0,020	0,503	0,040	53	0,009465	0,009465	1,000

5.2. EMBRICI

La sezione in rilevato, in un sistema aperto, prevede la raccolta delle acque ricadenti sulla piattaforma tramite gli embrici e il convogliamento per mezzo di fossi di guardia al piede del rilevato (vedi tav. particolari idraulici).

Le acque defluenti sulla piattaforma stradale, inizialmente raccolte dal cordolo laterale e vengono successivamente trasferite ai fossi di guardia tramite embrici, il cui funzionamento idraulico può essere assimilato a quello di una soglia sfiorante e pertanto la portata captata dagli embrici viene data dalla seguente formula:

$$Q = C_q L \pi h \sqrt{2gh}$$

nella quale:

- $C_q = 0,42$ è il coefficiente di deflusso;
- L è la larghezza dell'embrice;
- h è l'altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice.

La determinazione del passo degli embrici (interasse) deve essere calcolato al fine di evitare che si verifichino allagamenti eccessivi della carreggiata.

L'interasse massimo degli embrici è comunque stato posto pari a 10 m, non ritenendosi prudente superare tale valore per tenere in considerazione possibili fenomeni di intasamento dell'imbocco dell'embrice stesso.

Gli embrici vengono utilizzati nelle sezioni in rilevato quando il sistema di drenaggio è di tipo "aperto" e cioè nei tratti dove non è prevista modifica al regime idraulico esistente e recapitano direttamente nei fossi in terra esistenti al piede del rilevato stradale. Le acque vengono trasportate nei fossi di guardia mediante delle luci di sfioro costituite dai classici embrici stradali. Si assume che tali embrici siano posizionati ad un interasse massimo di 15 m; in questo modo, la portata massima che l'embrice dovrà essere in grado di evacuare è pari, ipotizzando la sezione più gravosa larga 4 m, pari a circa $Q = 3.6$ l/s. Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una soglia sfiorante. In questo caso la portata di sfioro è data dalla:

$$Q = C_q h \pi L \sqrt{2gh}$$

con " C_q " coefficiente di portata pari a 0.35, " L " larghezza dell'embrice ed " h " altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice. Assumendo un velo liquido medio sull'embrice di 5 cm, ed una larghezza di imbocco pari 0.30 m, si ottiene una portata di 16.32 l/s.

L'embrice risulta essere verificato.

6. DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA STRADALE – SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE

6.1. METODO DI CALCOLO

Per il dimensionamento dell'intero sistema si è seguita la seguente procedura:

- a) COLLETTORI: sono state dimensionate le tubazioni sulla base di un evento critico di tipo "Chicago" T=50 anni mediante l'impiego di un sofisticato modello di simulazione matematica, ricostruendo nel dettaglio l'intera rete; il sistema è stato poi verificato con evento T=100 anni.
- b) OPERE DI INVASO/DISPERSIONE: le vasche volano e i fossi disperdenti sono stati dimensionati utilizzando il modello matematico schematizzando nel dettaglio tutto il sistema presidio - collettori; è stato ricercato il volume critico per ciascun presidio sulla base del confronto di numerosissime simulazioni effettuate con eventi critici di tipo "costante" T=50 anni per diverse durate, da 20 min a 24 ore.

E' importante rilevare che gli eventi di tipo "Chicago" critici per il dimensionamento dei collettori sono derivati per durate delle piogge inferiori all'ora, dati i tempi di corrivazione notevolmente ridotti dovuti alla modesta lunghezza dei tratti della rete; in definitiva si tratta di eventi di forte intensità e breve durata (scrosci temporaleschi) con picchi di intensità di circa 153 mm/h. Durante tali eventi la visibilità risulta talmente limitata da costringere i veicoli in transito a ridurre notevolmente la velocità fino a procedere non di rado a passo d'uomo. In tale situazione il parziale allagamento della corsia di emergenza o della banchina laterale non costituisce quindi pericolo per il traffico considerando anche le basse velocità di percorrenza dei veicoli stessi.

Per il dimensionamento dei fossi e dei sistemi disperdenti gli eventi di tipo "costante" critici nei confronti dei volumi da immagazzinare e/o smaltire sono derivati a partire da eventi con durate superiori all'ora in quanto all'aumentare della durata di precipitazione aumenta il volume totale immesso nel sistema. Dato che ogni sistema dimensionato presenta, durante l'evento, una perdita di volume dal sistema (volumi infiltrati) nel caso in esame l'evento che risulta critico solitamente corrisponde ad un evento di durata variabile da 1 a 10 ore.

Nel caso di dimensionamento insufficiente del presidio il rischio di allagamento, proporzionale comunque all'insufficienza del presidio stesso, risulta solitamente grave in quanto i volumi esondati possono risultare importanti con possibile interessamento non solo della banchina ma anche delle corsie di marcia e permanere inoltre per lungo tempo sulla sede stradale prima di essere riassorbiti dal sistema di raccolta. Tali allagamenti sono inoltre aggravati dal fatto che sono associati a piogge con picchi non particolarmente intensi (30-40 mm/h) quindi con limitata riduzione della visibilità; di conseguenza i veicoli transitano con velocità sostenute con forte rischio di aquaplaning in caso di allagamento. Nei casi più gravi tali allagamenti, in prossimità di corde molle o particolari condizioni al contorno, possono generare tiranti idrici tali da impedire la circolazione stradale. Per i motivi sopra esposti i presidi idraulici (fossi disperdenti) sono stati dimensionati con T=50 anni ma sono stati anche verificati con evento T=100 anni.

Di seguito è descritto nel dettaglio il modello matematico utilizzato; per i risultati dei calcoli e delle verifiche effettuate si rimanda direttamente ai tabulati allegati alla presente relazione.

6.2. DESCRIZIONE DEL MODELLO MATEMATICO INFOWORKS ICM

Il software di analisi idraulica tramite modellazione matematica Infoworks, costituisce uno strumento completo per la verifica ed il dimensionamento delle reti di drenaggio, che permette di analizzare in modo approfondito sistemi comunque complessi, utilizzando algoritmi di calcolo molto sofisticati, basati su ipotesi idrauliche verificate sia a livello teorico in sedi universitarie, sia in numerose applicazioni pratiche in tutto il mondo.

Inoltre, in aggiunta alle funzionalità ingegneristiche proprie dei programmi di calcolo, Infoworks comprende al proprio interno funzioni GIS, offrendo così al progettista un'interfaccia grafica molto efficace.

Una volta costruito il modello della rete sulla base dei dati di progetto, è infatti possibile esaminare la planimetria dell'intero sistema di drenaggio, ricavando in modo istantaneo le caratteristiche di funzionamento idraulico delle tubazioni quali capacità di smaltimento e portata transitante.

Infoworks permette quindi, dopo aver effettuato una simulazione di funzionamento idraulico della rete di drenaggio e sollecitando la stessa con una pioggia sintetica di progetto o con una pioggia reale registrata da un pluviografo di monitoraggio idrologico, di individuare le eventuali zone del sistema di drenaggio che risultano inadeguate allo smaltimento delle piene ed i punti della rete che, in conseguenza, sono soggette al rischio concreto di esondazione.

Sempre relativamente alle simulazioni di funzionamento idraulico, il programma permette di visualizzare, istante per istante dell'evento, i profili longitudinali delle tubazioni, indicando il valore delle portate transitanti e livelli idrici che si instaurano al loro interno; tale funzionalità risulta di notevole importanza, in quanto consente al progettista di comprendere, ad esempio, se le esondazioni che si verificano in un tratto della rete sono dovute all'insufficienza dello stesso tratto o al rigurgito causato dall'insufficienza dei tronchi di valle.

In pratica, quindi, con il supporto di Infoworks è possibile visualizzare ogni aspetto del fenomeno idraulico, esaminandolo sia da un punto di vista matematico che da un punto di vista essenzialmente pratico e gestionale.

Dal punto di vista modellistico, infine, si sottolinea che Infoworks appartiene alla categoria dei modelli di simulazione cosiddetti "distribuiti" e "fisicamente basati", ossia utilizza procedure che descrivono con fedeltà la realtà fisica dei fenomeni idraulici allo studio, anziché schematizzare i fenomeni stessi secondo procedure semplificate, "a scatola chiusa".

6.3. SCHEMATIZZAZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO

Infoworks, così come tutti i più diffusi programmi di simulazione idraulica, descrive il fenomeno idraulico di trasformazione da afflussi meteorici a deflussi nella rete, fornendo la portata attesa alla sezione di chiusura del bacino considerato.

Il processo comprende le seguenti tre fasi distinte:

- depurazione delle piogge dalle perdite idrologiche (pioggia lorda → pioggia netta);
- trasformazione della pioggia netta in deflusso in rete;
- propagazione delle portate in rete.

Nel concreto utilizzo del programma di modellazione, e con riferimento alle suddette tre fasi, si sono seguiti i seguenti criteri operativi:

6.3.1. DEPURAZIONE DELLE PIOGGE DELLE PERDITE IDROLOGICHE:

La trasformazione da piogge lorde a piogge nette può essere effettuata con diversi modelli, a seconda della tipologia del bacino e del grado di conoscenza dei parametri che influenzano tale fenomeno.

In questa sede si è optato per l'utilizzo del metodo "percentuale" che, pur non essendo articolato come i metodi di Horton o SCS - CN, permette, per il tipo di rete in progetto, una ottima definizione della portata critica.

6.3.2. TRASFORMAZIONE DELLA PIOGGIA NETTA IN DEFLUSSO IN RETE

Le superfici contribuenti vengono tipicamente divise dal programma in "impermeabili" (costituite dalle superfici pavimentate quali la piattaforma autostradale (strade, piazzali,...) e "permeabili" quali le sponde dei tratti in trincea (aree a verde) e schematizzate come "due doppi serbatoi lineari in cascata", ai quali è possibile assegnare differenti costanti di invaso e coefficienti di afflusso.

La relazione è data da:

$$s = k q$$

con q portata in uscita ed s sollecitazione in ingresso al serbatoio con $k = C i^{* -0.39}$ nella quale $i^* = 0.5 (1 + i_{10})$ con i_{10} intensità media di pioggia nei 10 minuti precedenti di precipitazione.

La combinazione delle due relazioni valide per i due serbatoi schematizzati unite all'equazione di continuità ha come risultato un'equazione differenziale del secondo ordine del tipo:

$$k^2 (d^2q / dt^2) + 2k (dq / dt) + q = i_n$$

proposta per la prima volta da Sarginson e Nussey per i bacini urbani dell'Inghilterra, poi adattata per i bacini urbani francesi e tedeschi.

$$k = C \times I^{-0.39}$$

La relazione che lega il parametro C alle caratteristiche dei bacini considerati è data da:

$$I = 0,5 \times (1 + i_{10})$$

dove:

S è la pendenza del bacino, in [m/m];

A è l'area del bacino, in [m²];

i è l'intensità media di pioggia nei 10 minuti precedenti l'istante considerato.

Il deflusso superficiale può essere calcolato dal programma in quattro diversi modi, che differiscono tra loro per le procedure di definizione delle costanti di invaso, permettendo all'operatore di scegliere, di volta in volta, il metodo più idoneo.

6.3.3. PROPAGAZIONE DELLE PORTATE IN RETE

Il programma utilizza la schematizzazione dinamica delle equazioni differenziali di De Saint Venant che, richiedendo le condizioni al contorno sia a monte che a valle, permette, tra l'altro, di considerare anche gli "effetti di rigurgito".

Il moto in pressione viene calcolato con le stesse equazioni, mediante l'utilizzo della "Slot di Preissman", che consente la valutazione del moto riutilizzando le equazioni di moto a pelo libero.

Costruzione del modello matematico

La costruzione del modello matematico della rete di drenaggio ha previsto le seguenti fasi operative:

- Inserimento nel modello delle informazioni relative ai pozzetti ed ai condotti in progetto già dimensionati tramite il metodo della corrivazione;
- Inserimento nel modello delle informazioni relative ai presidi idraulici;

In questa fase i presidi idraulici sono stati modellati inserendo le dimensioni esatte delle vasche di prima pioggia / di trattamento (determinate sulla base della superficie scolante) e quelle di primo dimensionamento dei bacini di laminazione/dispersione;

- Inserimento nel modello delle informazioni relative ai bacini scolanti;
- Verifica dei collettori (grado di riempimento) e dei bacini di laminazione/dispersione (massimo livello di invaso) sulla base delle effettive dimensioni degli stessi, così come riportato dagli elaborati progettuali.

$$k = C \times I^{-0.39}$$

La relazione che lega il parametro C alle caratteristiche dei bacini considerati è data da:

$$I = 0,5 \times (1 + i_{10})$$

dove:

S è la pendenza del bacino, in [m/m];

A è l'area del bacino, in [m²];

i è l'intensità media di pioggia nei 10 minuti precedenti l'istante considerato.

6.4. COLLETTORI CIRCOLARI IN PEAD

Quando gli elementi di raccolta raggiungono il riempimento massimo, essi scaricano nei collettori sottostanti. Per quanto riguarda la viabilità in progetto vengono utilizzati dei collettori in PEAD (polietilene ad alta densità) SN 8 kN/m² conformi alla norma UNI 10968 (PrEN 13476-1) per i tubi che viaggiano longitudinalmente alla viabilità.

Per il dimensionamento si considera il diametro interno (riportato nella 4) e un coefficiente di scabrezza di Manning pari a 0,0125.

Nel dimensionamento dei collettori si utilizza la pendenza stradale. Per i tratti molto pianeggianti e nel caso in cui il collettore è in contropendenza rispetto alla livelletta stradale si adotta una pendenza minima dello 0,20% ed una velocità minima di 0,5 m/s in modo da avere una velocità dell'acqua in grado di asportare eventuali sedimenti accumulatisi nel tempo.

Il diametro da impiegare è il DE315 onde evitare possibili occlusioni.

DE	Spessore	Raggio interno
(mm)	(mm)	(mm)
315	26.5	173.5

Tabella 3 – Diametro interno dei collettori in PEAD SN 8 kN/m²

Per evitare che i collettori vadano in pressione, si considera un riempimento massimo dell'80% con la portata di progetto avente tempo di ritorno di 50 anni.

Nella figura seguente è riportata la portata massima smaltibile dai collettori in PEAD considerando il valore di riempimento massimo indicato.

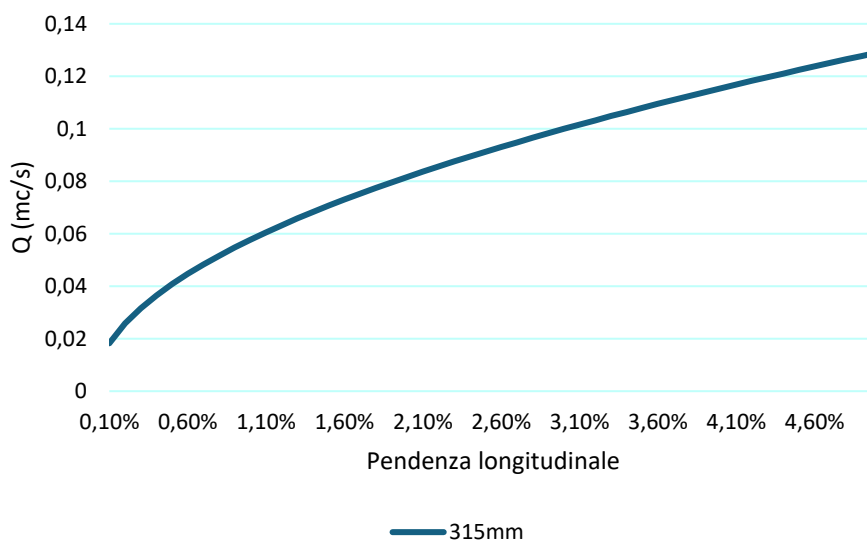


Figura 15: Portata massima transitante per collettori circolari in PEAD di diametro esterno 315mm

Per consentire un'agevole manutenzione e pulizia dei tratti di collettore, si pone pari a 40-50 m l'interasse massimo tra due pozzetti. In caso di parziale occlusione, la condotta si può ripulire utilizzando una lancia a pressione.

6.1. COLLETTORI CIRCOLARI IN PVC

Per quanto riguarda gli scarichi delle caditoie al collettore fognario principale (asse B), lo scarico in fosso disperdente lato ovest o trincea drenante nell'interno curva (asse A), sono previsti tubi a parete solida di policloruro di vinile non plastificato, con ragione superiore all'80% della massa, per condotte di scarico interrato, o suborizzontali appoggiate e fognature non a pressione, secondo UNI EN 1401. Tali tubi avranno classe di rigidità SN 8 KN/m². Al fine di proteggere queste tubazioni dai carichi stradali sovrastanti, nel caso delle tubazioni in attraversamento, è prevista la posa di un bauletto in calcestruzzo magro C12/15 con rete elettrosaldata ϕ 10 passo 10 cm.

7. PROVE DI PERMEABILITÀ IN SITO E DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ

7.1. INDAGINI PREGRESSE

A supporto della progettazione inerente lo sviluppo delle arre del PII adiacenti alla nuova viabilità a sud di via Luraghi, realizzata nel gennaio 2023, sono state eseguite numerose indagini geognostiche, idrogeologiche, sismiche nelle aree interessate dai lavori, come meglio illustrato nell'immagine seguente.



Figura 16: Indagini a supporto sviluppo aree PII

I risultati delle prove di permeabilità sono stati:

- P1 in S1, da - 3,50 a - 4,00 metri coefficiente di permeabilità $k = 3,33 \times 10^{-5}$ m/s.
- P2 in S2, da - 4,00 a - 4,50 metri coefficiente di permeabilità $k = 6,84 \times 10^{-5}$ m/s;
- P3 in S3, da - 4,00 a - 4,50 metri coefficiente di permeabilità $k = 7,83 \times 10^{-5}$ m/s;
- P4 in S4, da - 3,00 a - 3,50 metri coefficiente di permeabilità $k = 5,13 \times 10^{-5}$ m/s;
- P5 in S5, da - 3,00 a - 3,50 metri coefficiente di permeabilità $k = 2,68 \times 10^{-5}$ m/s.

7.2. INDAGINI A SUPPORTO DEL PROGETTO DEFINITIVO – 2023

A supporto della progettazione definitiva dell'Intervento N8 sono state eseguite indagini geognostiche, idrogeologiche, sismiche ed ambientali sottoelencate ed ubicate come nella planimetria allegata alle pagine seguenti:

- Esecuzione di n. 2 sondaggi a carotaggio continuo (S04 e S05) spinti fino alla profondità di -20m dal p.c.;
- Esecuzione in ogni foro di sondaggio di n. 13 prove S.P.T. ad intervalli regolari ogni 1.50m di profondità fino a -20,00 m dal p.c.;
- installazione di n. 1 piezometro (Pz2) al termine della perforazione del sondaggio S05 (con profondità 20.00 m da p.c. e diametro 2") per la valutazione del livello locale di soggiacenza;
- Dalle carote dei sondaggi, a quote differenti, prelievo di n. 10 campioni rimaneggiati di cui: n.5 in S04 e n.5 in S05, per analisi del fuso granulometrico (per sedimentazione e setacciatura);
- esecuzione di n. 10 analisi granulometriche sui campioni rimaneggiati;
- In ogni sondaggio, prelievo di n.3 campioni ambientali (superficiale, intermedio e di fondo) sottoposti ad analisi chimiche per la ricerca del set parametrico minimale del DPR 120/2017 Metalli (As,Cd,Crtot,CrVI,Co,Ni,Pb,Fe,Cu,Zn), Idrocarburi C>12, IPA, BTEXS e amianto.
- esecuzione di n.1 prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico costante per la determinazione del coefficiente di conducibilità idraulica K (K2) dei terreni nel foro di sondaggio S04;
- N. 2 prove di carico su piastra (PCP01 e PCP02);
- N.2 trincee esplorative per la verifica diretta delle condizioni litostratigrafiche dei terreni superficiali (TR1 e TR2);
- N.1 trincea ambientale (TR3) con prelievo di n.3 campioni ambientali (superficiale, intermedio e di fondo) sottoposti ad analisi chimiche per la ricerca del set parametrico minimale del DPR 120/2017 (Metalli (As,Cd,Crtot,CrVI,Co,Ni,Pb,Fe,Cu,Zn), Idrocarburi C>12, IPA, BTEXS e amianto e n.1 campione rappresentativo sottoposto a test di cessione confrontato con i limiti del D.M. 05.02.1998 e L. 108/2021.
- esecuzione di n. 1 stendimento sismico con acquisizione prova di tipo M.A.S.W. /Re.Mi. (M2/R2), con sismografo a 24 canali per l'analisi di approfondimento degli aspetti sismici secondo la D.G.R. 2616/2011 e la definizione della categoria sismica del suolo di fondazione ai sensi delle N.T.C. 2018.

Al termine delle operazioni di terebrazione del foro di sondaggio S01 è stato allestito un piezometro in PVC atossico (Pz1) con le seguenti caratteristiche:

- diametro 2" con riempimento intercapedine tubo-terreno nella parte filtrante con ghiaietto siliceo e tampone impermeabile superficiale;
- tubazione cieca da p.c. a -6.00m e microfessurata da -6.00m a -20.00m dal p.c. con luce delle fessure da 0.3mm.

E' stata misurata tramite apposito freatimetro la soggiacenza della falda attestata a 17.50 m dal p.c. Nel foro di sondaggio S04 è stata eseguita n.1 prova di permeabilità K2 per la determinazione del coefficiente di conducibilità idraulica K dei terreni.

La prova è stata finalizzata per la valutazione della capacità di dispersione dei terreni nelle profondità indagate ai fini dei dimensionamenti per l'intervento in progetto nel rispetto del principio dell'invarianza idraulica e idrologica espresso nel R.R. 7/2017 e ss.mm.ii. ai sensi dell'art. 58bis L.R. 12/2005 in vigore dal 27.05.2018.

La prova di permeabilità K2 eseguita è stata del tipo Lefranc a carico costante ed è stata condotta nell'intervallo di profondità tra -8.00 e -8.50m da p.c.

Dalla prova eseguita si ottiene che il coefficiente di permeabilità risulta pari a:

$K1 = 2.0 \times 10^{-5} \text{ m/s.}$

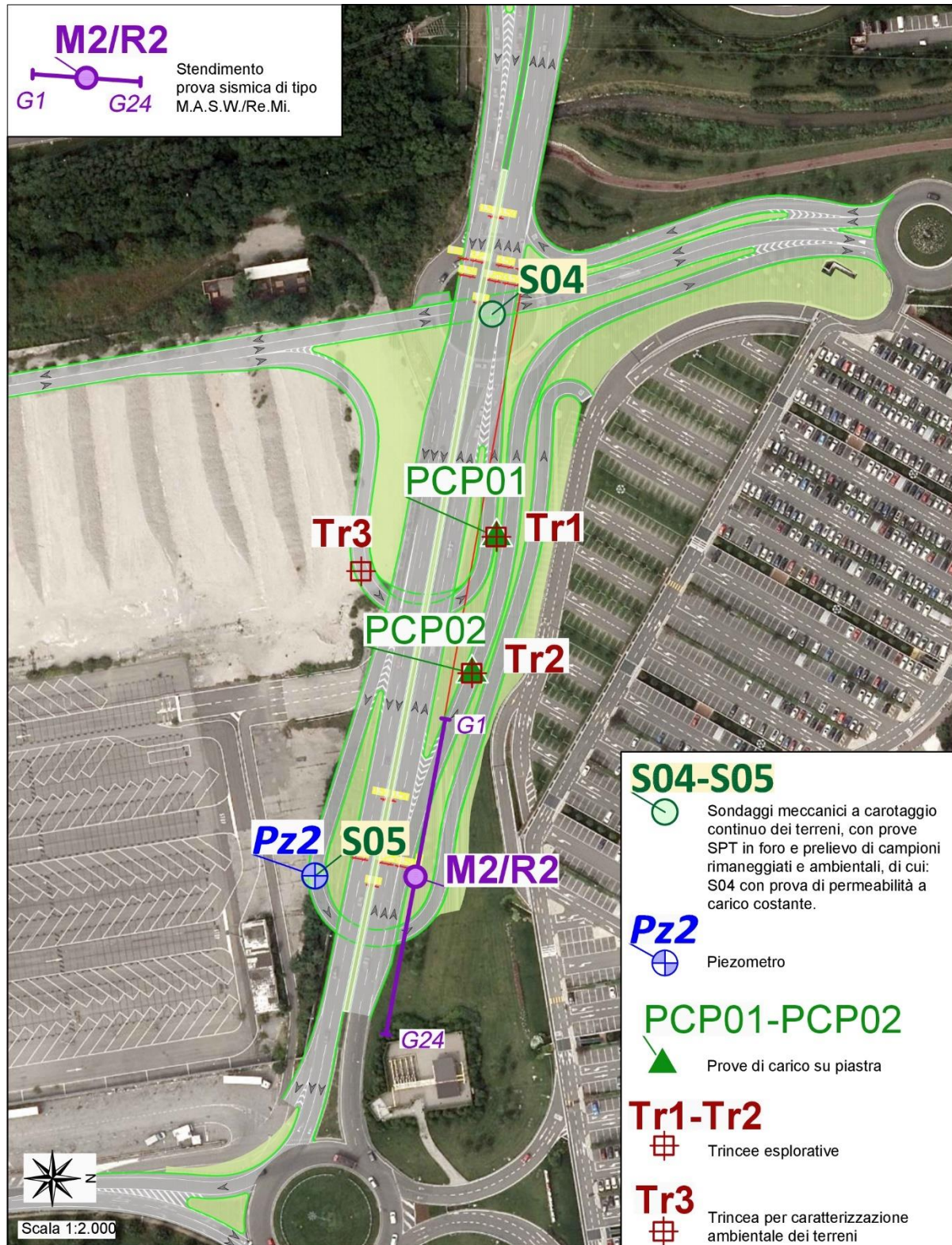


Figura 17: planimetria ubicazione Indagini

7.3. COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ UTILIZZATO NELLE VERIFICHE DEI BACINI DI INFILTRAZIONE

Con riferimento alla capacità di infiltrazione a lungo termine (cfr. Allegato F del R.R.7/2017) da utilizzare nel calcolo dei processi di infiltrazione si è utilizzato per le verifiche il coefficiente dell'indagine più prossima all'ubicazione dei sistemi di dispersione (fossi disperdenti e trincea drenante), in particolare il valore registrato nell'area pari a $K = 2.00 \times 10^{-5}$ (m/s).

Si segnala tuttavia che, a favore di sicurezza, sono stati adottati riempimenti massimi inferiori ai valori teoricamente ammissibili in base alla conformazione geometrica degli stessi.

7.4. PRESIDII IDRAULICI ASSE A PARTE NORD

I fossi di dispersione sono fossi in terra anche di dimensioni significative che svolgono la duplice funzione di laminare le portate in arrivo e smaltire negli strati superficiali del sottosuolo le acque meteoriche.

Le caratteristiche geometriche dei fossi sono riassunte nei successivi paragrafi dove, per ciascun fosso, sono illustrati i dimensionamenti e le verifiche effettuate; si rimanda comunque anche agli elaborati specifici per ogni eventuale approfondimento.

Tutti i fossi in terra del presente progetto sono collegati tra loro mediante tubazioni in CLS, in modo da garantire la continuità idraulica del presidio di dispersione, nel caso di eventi eccezionali o di problemi di riduzione di sezione disponibile all'invaso delle acque di piattaforma.

Di seguito si descrivono in dettaglio i criteri adottati, i dimensionamenti e le verifiche effettuate per ciascun presidio idraulico.

7.4.1. FD010b – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE

Il fosso è il recapito delle acque raccolte dalla parte della viabilità a nord lungo l'asse A in rilevato, come meglio evidenziato nell'estratto planimetrico seguente dove in rosso sono evidenziati i bacini scolanti afferenti al fosso stesso.

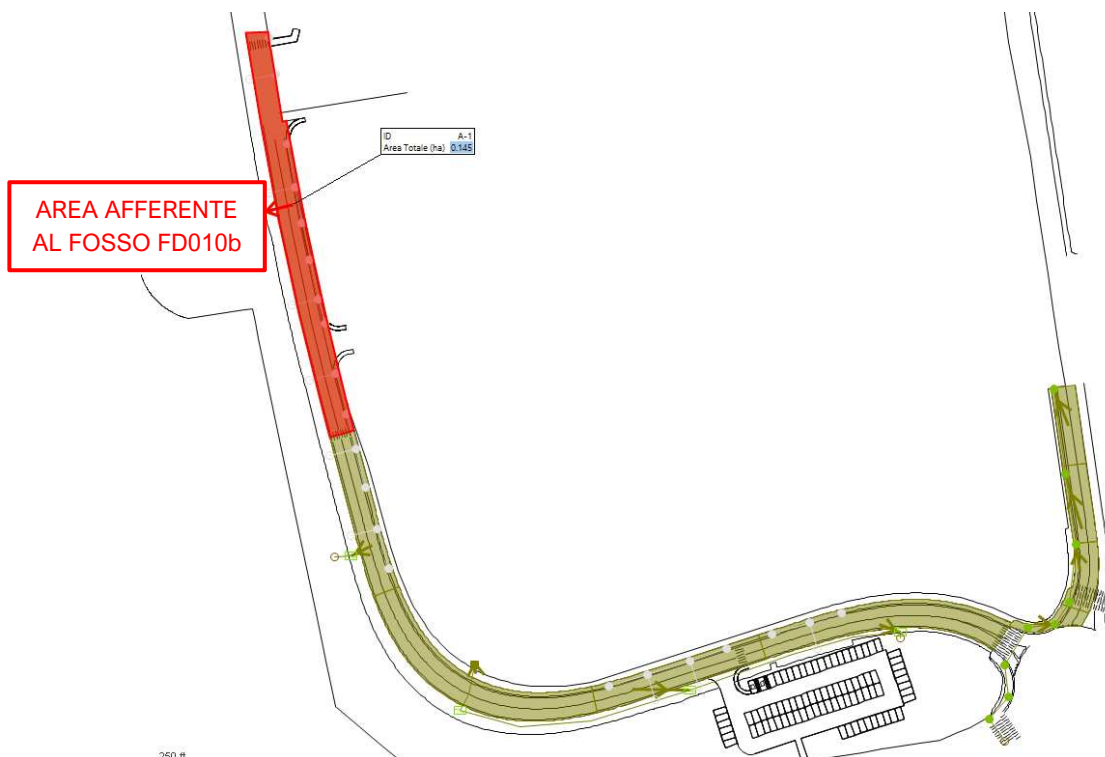


Figura 18: Aree scolanti fosso disperdente FD010b

Di seguito si riporta il dettaglio delle aree scolanti con il relativo coefficiente di deflusso.

La superficie totale afferente risulta pari a circa 0,145 ha; il volume minimo del fosso risulta, considerando la riduzione del 30% in accordo art. 11, lett.e.3 del RR n.7/17 dato che non sono previsti scarichi ad un ricettore, pari a:

$$V_{\min} = 81 \text{ mc.}$$

Le caratteristiche del fosso disperdente sono riassunte nella seguente tabella:

FOSSO			FD010b
	simbolo	note	valore
Area scolante	A	ha	0,145
Sezione	-	-	trapezia
Sponde	-	-	3:2
Lunghezza (utile) fosso	Lung_f	m	144,5
Larghezza base fosso	Largh_f	m	0,55
Altezza utile fosso	h	m	0,60
Quota fondo	q_f	m	169,30
Quota sponda	q_{sp}	m	169,90
Perimetro base	Pb	m	290,10

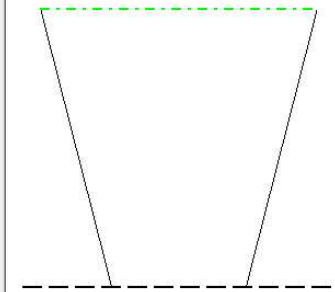
Area base	A_b	mq	79,475
Perimetro superiore	P_s	m	293,7
Area superiore:	A_{sup}	mq	340
Volume utile	V_u	$[(A_b+A_{sup})/2]*h$	126

Figura 19: caratteristiche geometriche fosso disperdente FD010b

Nel modello è stato implementato un sistema a dispersione del tipo “pound”; di seguito si riporta lo stralcio dal modello con i suddetti parametri.

Pond : FD010b : Curva volume

	Livello (m AD)	Area (m2)	Perimetro (m)
1	169.300	79.48	290.100
2	169.900	340.00	293.700
*			



Altezze Relative

Pond Parameters

Livello Vegetazione (m AD)	169.9		Coeff Perdita Infiltr. Sopra Vegetaz (mm/hr)	130
Livello Rivestimento (m AD)	169.3		Coeff Perdita Infiltr. Sopra Rivest (mm/hr)	130
			Coeff Perdita Infiltr. Sotto Rivest (mm/hr)	72

Figura 20: dati input per fosso disperdente FD010b

Sulla base dei precedenti input e inserendo una permeabilità $K = 2,0 \cdot 10^{-5}$ m/s, per determinare l'evento meteorico critico per il tempo di ritorno di progetto (50 anni) il sistema è stato sottoposto ad una serie di eventi con ietogramma di tipo “costante” con durata variabile tra 1 e 24 ore.

Di seguito si riportano i grafici dei risultati delle simulazioni effettuate con individuazione dell'evento critico e del relativo volume utile invasato; per le caratteristiche geometriche di dettaglio del presidio si rimanda direttamente agli specifici elaborati.

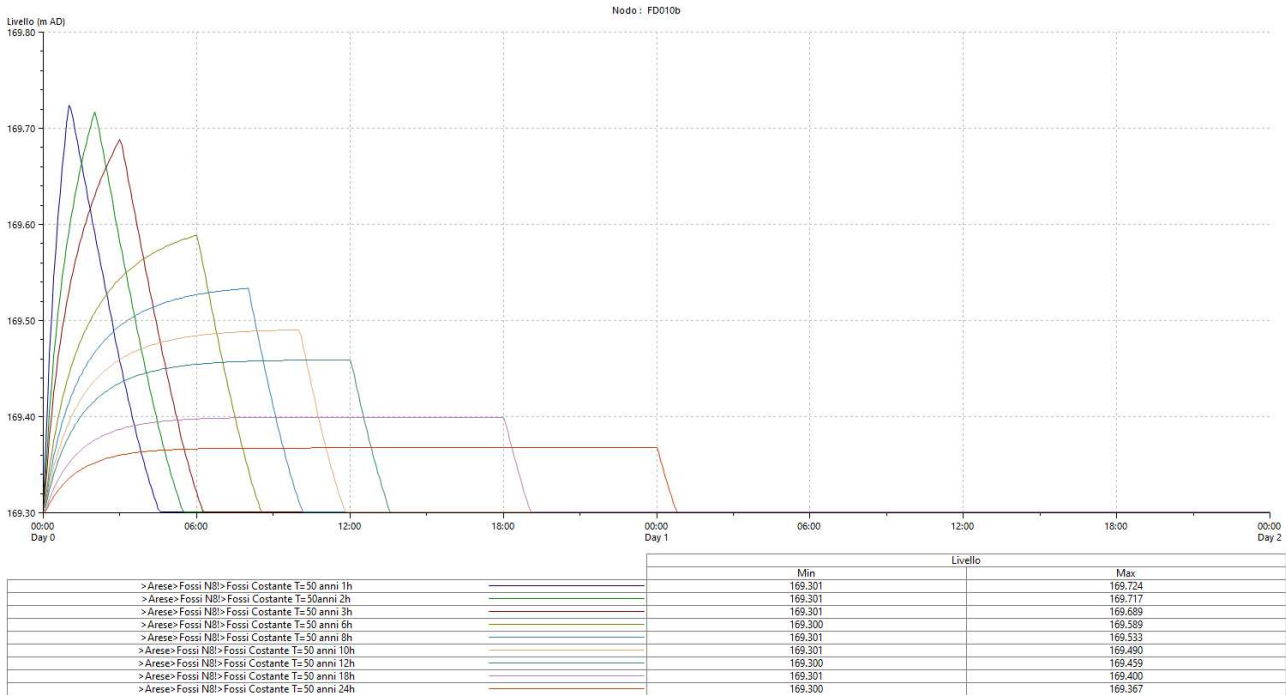


Figura 21: livello fossa disperdente FD010b per diverse durate dell'evento T=50 anni

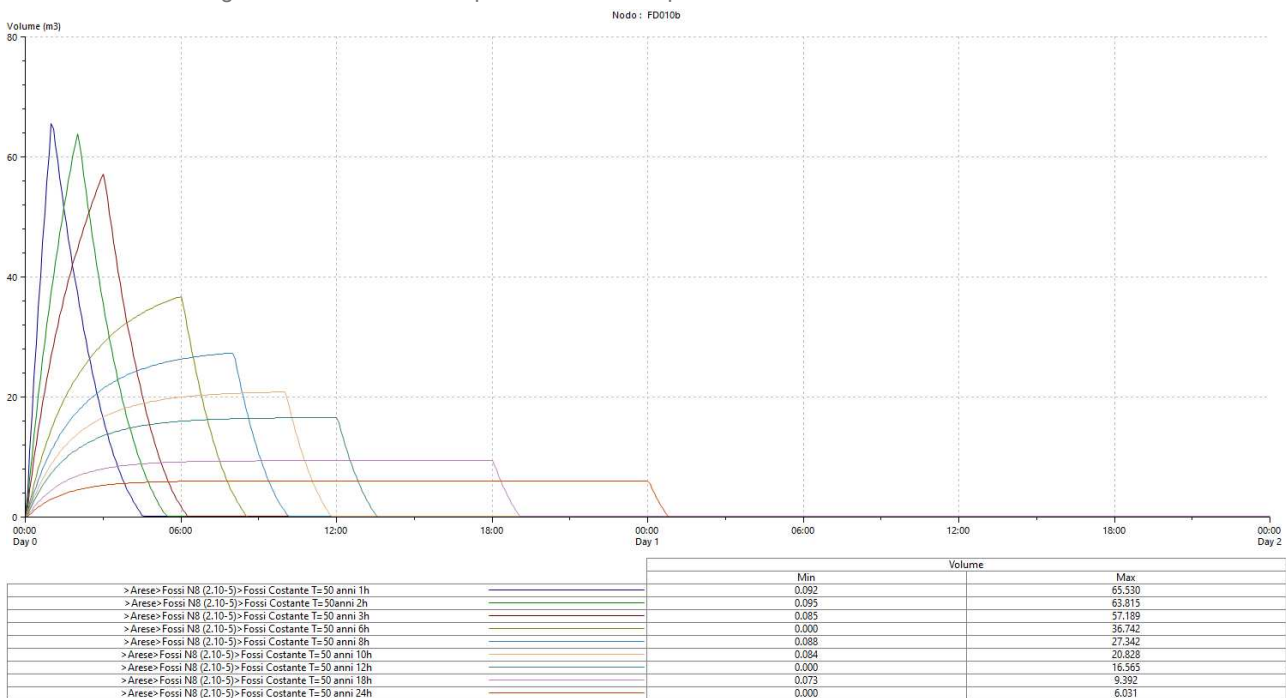


Figura 22. volume fossa disperdente FD010b per diverse durate dell'evento T=50anni

L'evento critico risulta di durata pari a 1 ora, con volume massimo invasato pari a circa 65,53 mc e un tirante idrico di circa 0,42 m.

Di seguito si riporta la verifica effettuata con tempo di ritorno T=100 anni.

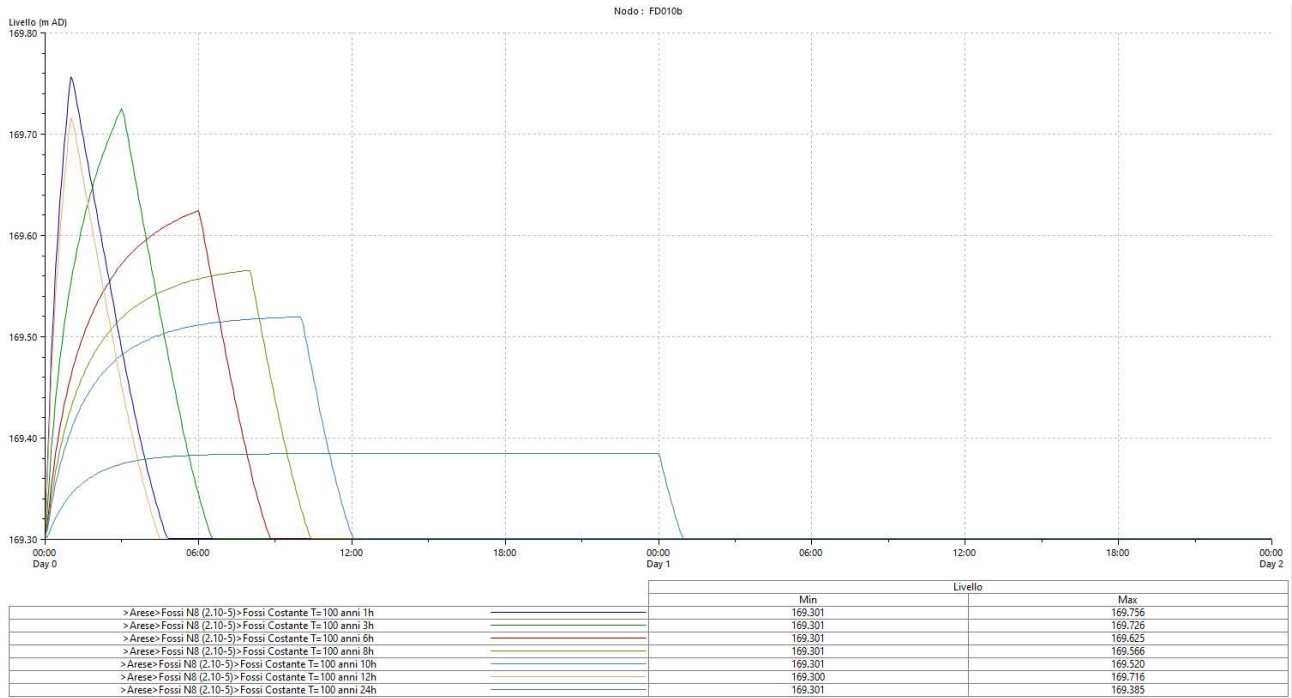


Figura 23. livello fossa disperdente FD010b per diverse durate dell'evento T=100 anni

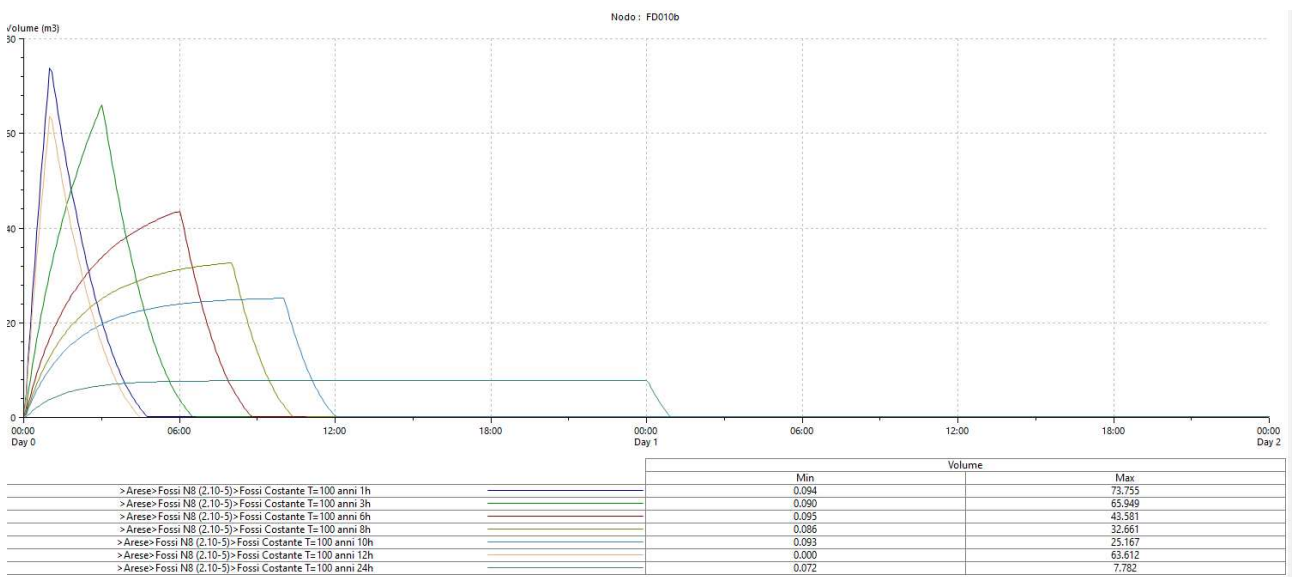


Figura 24: volume fossa disperdente FD010b per diverse durate dell'evento T=100 anni

Il fossa disperdente in definitiva risulta verificato anche per eventi T=100 anni.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con i risultati delle simulazioni effettuate.

FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=50 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,72
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,42
Riempimento	R	H _{max} /h	71%
Verifica	R < 85%		verificato
Volume invasato	V	da simulazione	66
Volume minimo da calcolo invarianza RR7/91	V_{min}	calcolo RR n.7/17	81
Volume minimo di progetto	V_p	max (V,V _{min})	81
Verifica volume	V_u>V_p		verificato
Superficie disperdente	S_{inf}		263
Permeabilità	k		2,00E-05
FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=100 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,76
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,46
Riempimento	R	H _{max} /h	76%
Verifica	R < 100%		verificato

Figura 25: tabella riepilogativa verifiche effettuate - fosso disperdente FD010b

7.4.1. FD010c – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE

Il fosso è il recapito delle acque raccolte dalla parte della viabilità prima della curva lungo l'asse A in rilevato, come meglio evidenziato nell'estratto planimetrico seguente dove in rosso sono evidenziati i bacini scolanti afferenti al fosso stesso.

Di seguito si riporta il dettaglio delle aree scolanti con il relativo coefficiente di deflusso.

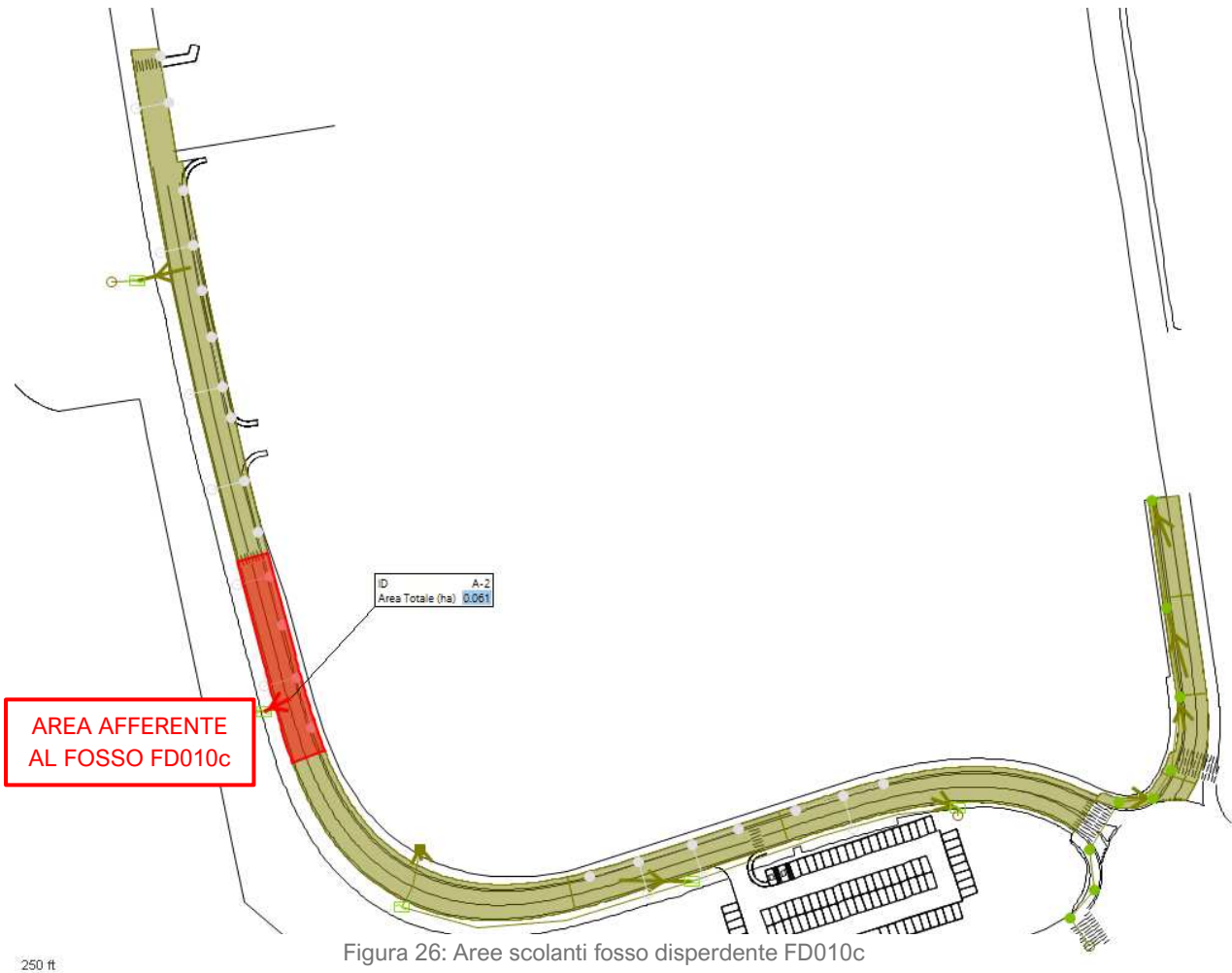


Figura 26: Aree scolanti fosso disperdente FD010c

La superficie totale afferente risulta pari a circa 0,061 ha; il volume minimo del fosso risulta, considerando la riduzione del 30% in accordo art. 11, lett.e.3 del RR n.7/17 dato che non sono previsti scarichi ad un ricettore, pari a:

$$V_{\min} = 34 \text{ mc.}$$

Le caratteristiche del fosso disperdente sono riassunte nella seguente tabella:

FOSSO			FD010c
	simbolo	note	valore
Area scolante	A		0,061
Sezione	-		trapezia
Sponde	-		3:2
Lunghezza (utile) fosso	Lung_f		63,0
Larghezza base fosso	Largh_f		0,55
Altezza utile fosso	h		0,60
Quota fondo	q_f		168,90
Quota sponda	q_{sp}		169,50
Perimetro base	P_b		127,10
Area base	A_b		34,65
Perimetro superiore	P_s		130,7
Area superiore:	A_{sup}		148
volume utile	Vu	$((A_b + A_{sup})/2) * h$	55

Figura 27: caratteristiche geometriche fosso disperdente FD010c

Nel modello è stato implementato un sistema a dispersione del tipo "pound"; di seguito si riporta lo stralcio dal modello con i suddetti parametri.

Pond : FD010c : Curva volume

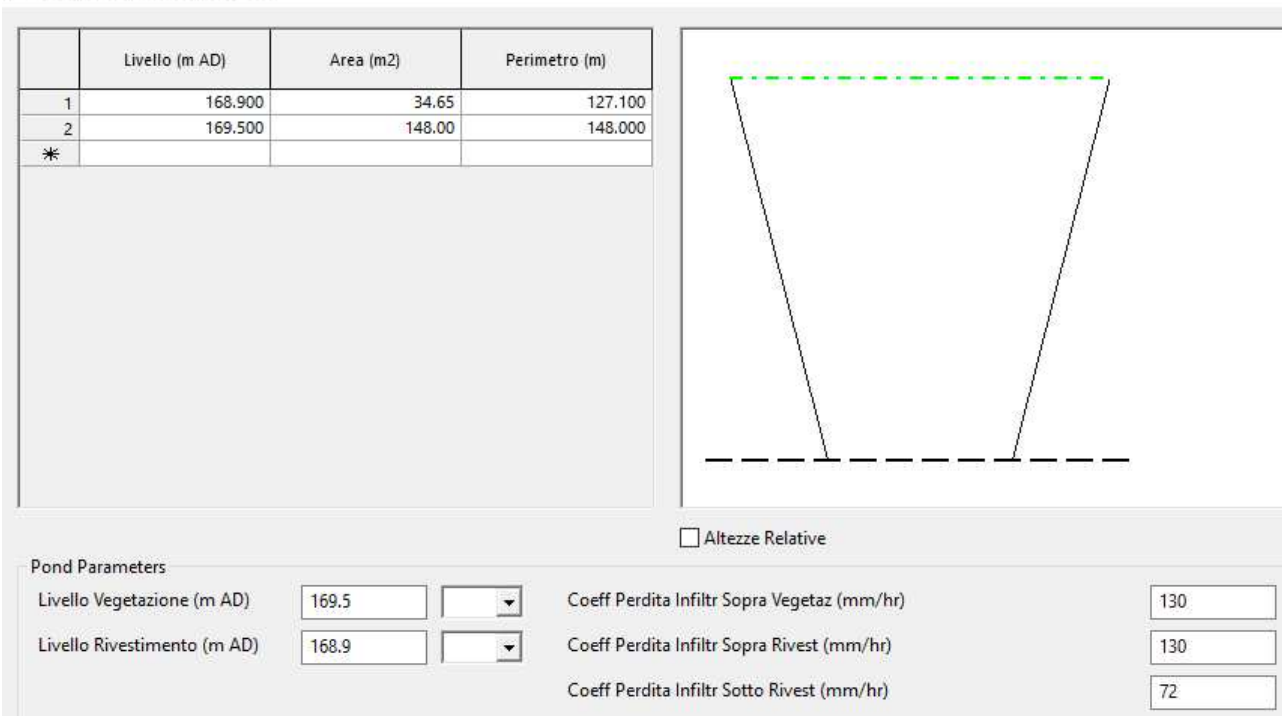


Figura 28: dati input per fosso disperdente FD010c

Sulla base dei precedenti input e inserendo una permeabilità $K = 2,0 \cdot 10^{-5}$ m/s, per determinare l'evento meteorico critico per il tempo di ritorno di progetto (50 anni) il sistema è stato sottoposto ad una serie di eventi con ietogramma di tipo "costante" con durata variabile tra 1 e 24 ore.

Di seguito si riportano i grafici dei risultati delle simulazioni effettuate con individuazione dell'evento critico e del relativo volume utile invasato; per le caratteristiche geometriche di dettaglio del presidio si rimanda direttamente agli specifici elaborati.

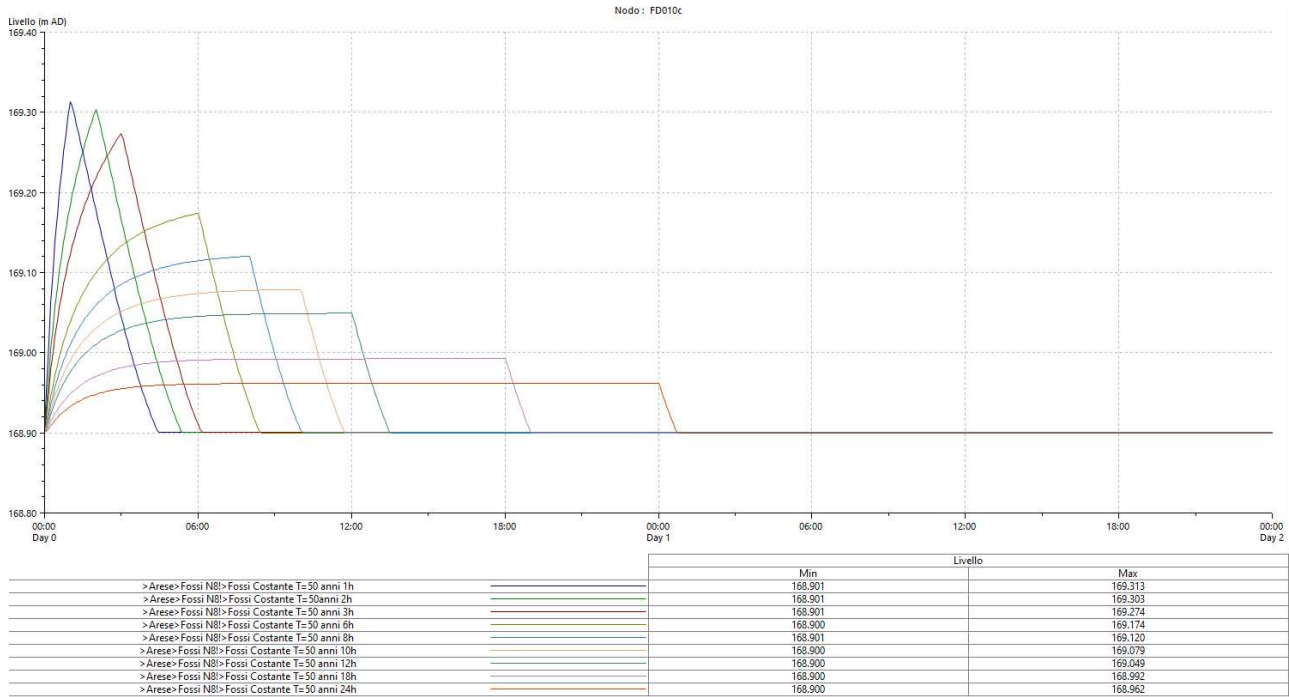


Figura 30: livello fosso disperdente FD010c per diverse durate dell'evento T=50 anni

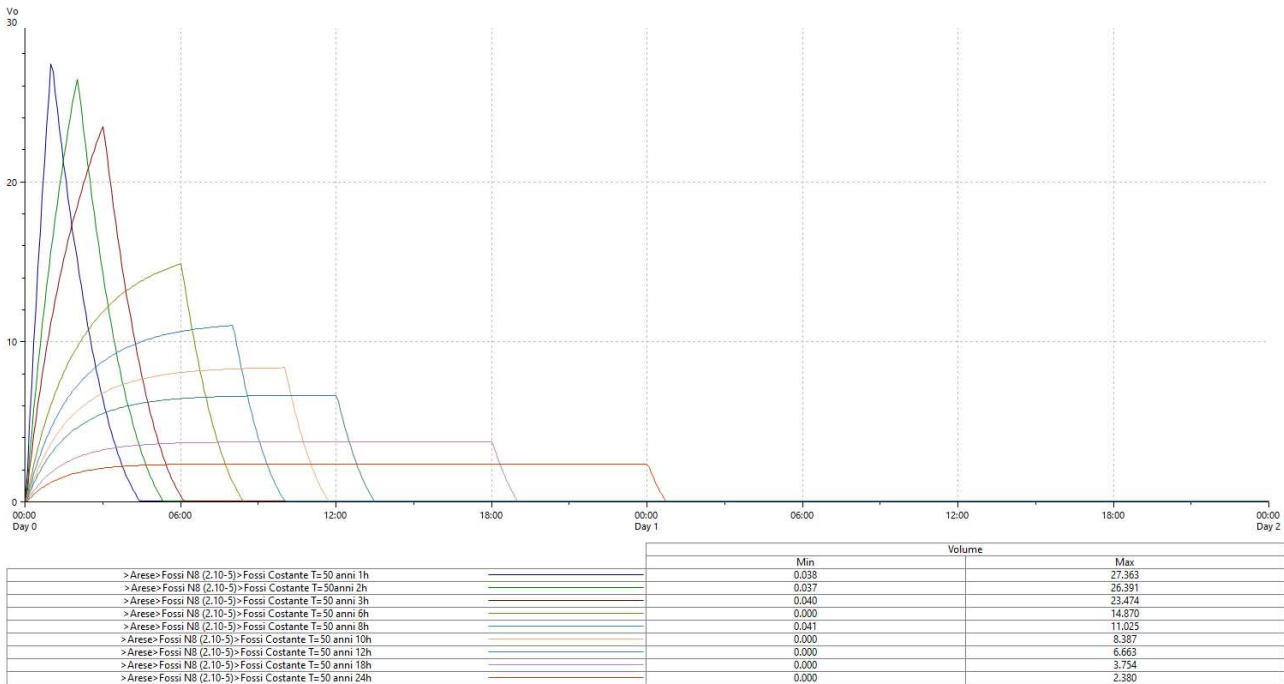


Figura 31: volume fosso disperdente FD010c per diverse durate dell'evento T=50 anni

L'evento critico risulta di durata pari a 1 ora, con volume massimo invasato pari a circa 27,36 mc e un tirante idrico di circa 0,41 m.

Di seguito si riporta la verifica effettuata con tempo di ritorno $T=100$ anni.

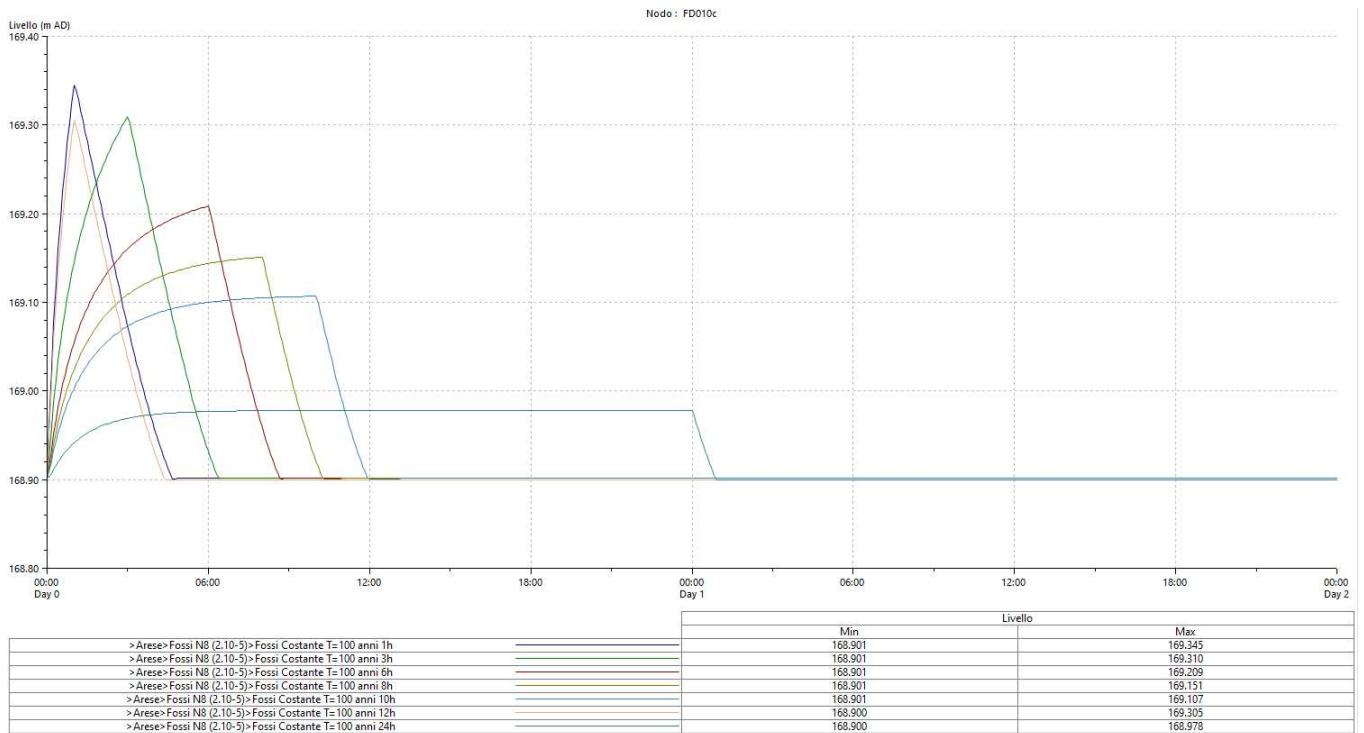


Figura 32: livello fosso disperdente FD010c per diverse durate dell'evento $T=100$ anni

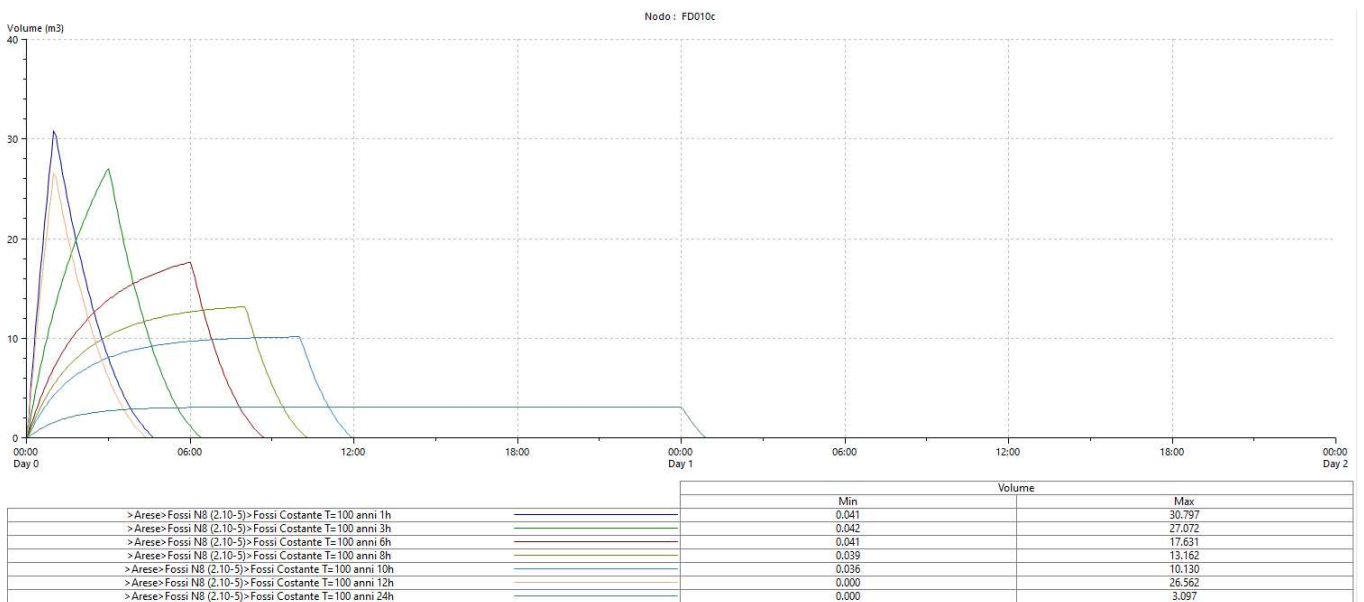


Figura 33: volume fosso disperdente FD010c per diverse durate dell'evento $T=100$ anni

Il fosso disperdente in definitiva risulta verificato anche per eventi $T=100$ anni.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con i risultati delle simulazioni effettuate.

FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=50 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,31
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,41
Riempimento	R	H _{max} /h	69%
Verifica	R < 85%		verificato
Volume invasato	V	da simulazione	27
Volume minimo da calcolo invarianza RR7/91	V_{min}	calcolo RR n.7/17	34
Volume minimo di progetto	V_p	max (V,V _{min})	34
Verifica volume	V_u>V_p		verificato
Superficie disperdente	S_{inf}		113
Permeabilità	k		2,00E-05
FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=100 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,35
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,44
Riempimento	R	H _{max} /h	74%
Verifica	R < 100%		verificato

Figura 34: tabella riepilogativa verifiche effettuate - fosso disperdente FD010c

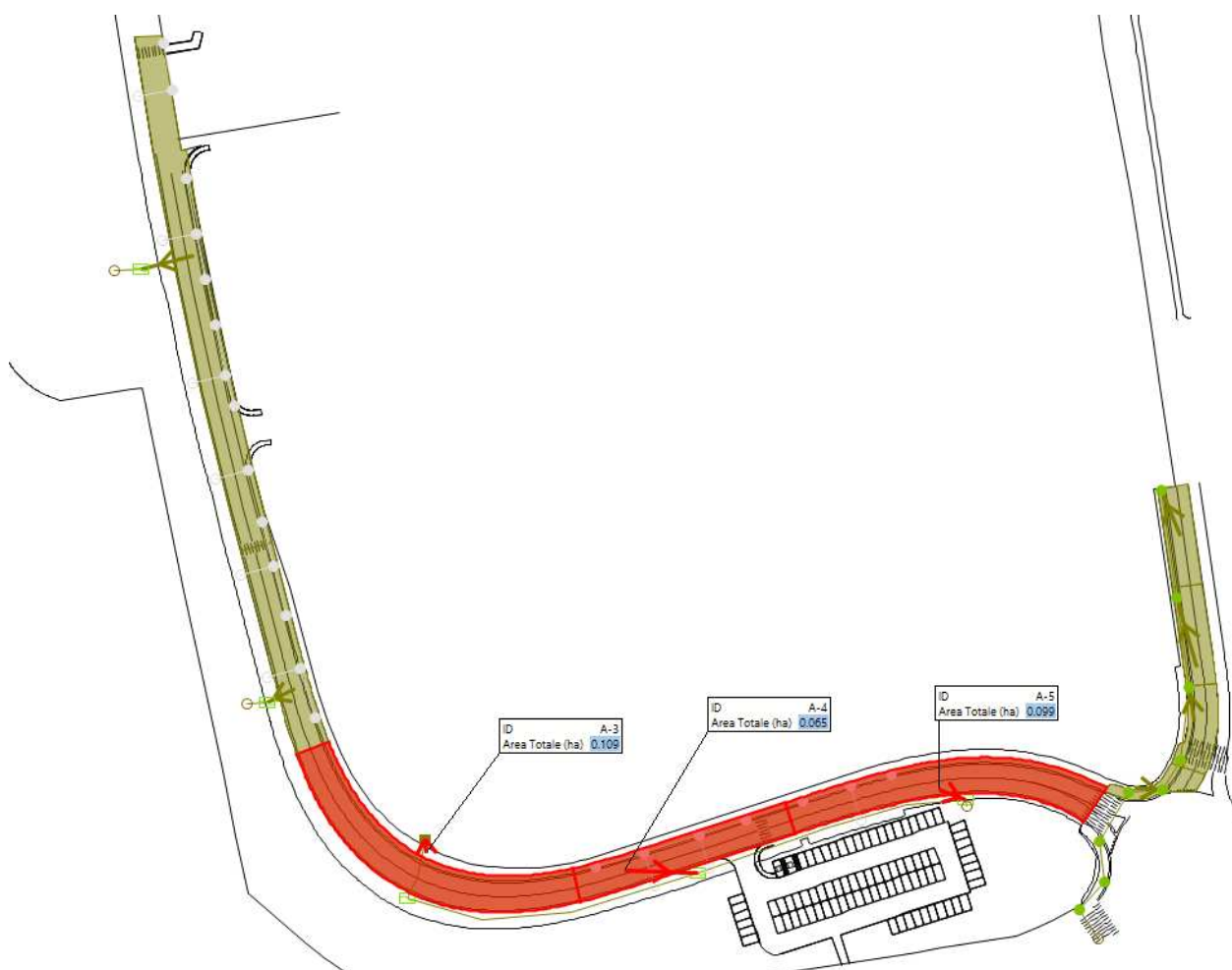
7.4.2. PRESIDI IDRAULICI ASSE A PARTE SUD

Poiché i presidi sono collegati tra loro, è possibile considerare i presidi della trincea disperdente TD-01 e dei fossi disperdenti TD013, TD014 e TD015 (di cui si descriverà in seguito) concorrenti alla funzione di laminazione secondo i criteri di invarianza di cui al R.R. 7/17 per le aree rappresentate nell'immagine sottostante.

La superficie totale afferente di queste aree soggette ad invarianza, infatti, è pari a circa 0,273 ha.

Il volume totale minimo dei presidi TD-01, TD013, TD014 e TD015, risulta, considerando la riduzione del 30% in accordo art. 11, lett.e.3 del RR n.7/17 dato che non sono previsti scarichi ad un ricettore, pari a 153 mc.

Il volume utile dei presidi dimensionati è pari a 191mc, quindi maggiore del volume minimo calcolato secondo i criteri del R.R. 7/17.



I volumi di ogni singolo presidio poc'anzi descritto risultano quindi:

- TD-01: trincea disperdente → volume utile 20mc;
- FD013: fosso in terra disperdente → volume utile 68mc;
- FD014: fosso in terra disperdente → volume utile 25mc;
- FD015: fosso in terra disperdente → volume utile 78mc.

7.4.3. FD013 – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE

Le caratteristiche del fosso disperdente sono riassunte nella seguente tabella:

FOSSO			FD013
	simbolo	note	valore
Sezione	-		trapezia
Sponde	-		3:2
Lunghezza (utile) fosso	Lung_f		108,0
Larghezza base fosso	Largh_f		0,50
Altezza utile fosso	h		0,50
Quota fondo	q_f		168,89
Quota sponda	q_{sp}		169,39
Perimetro base	P_b		217,00
Area base	A_b		54
Perimetro superiore	P_s		220
Area superiore:	A_{sup}		216
volume utile	Vu	$((A_b + A_{sup})/2) * h$	68

Figura 35: caratteristiche geometriche fosso disperdente FD013

Nel modello è stato implementato un sistema a dispersione del tipo "pound"; di seguito si riporta lo stralcio dal modello con i suddetti parametri.

Pond : FD013 : Curva volume

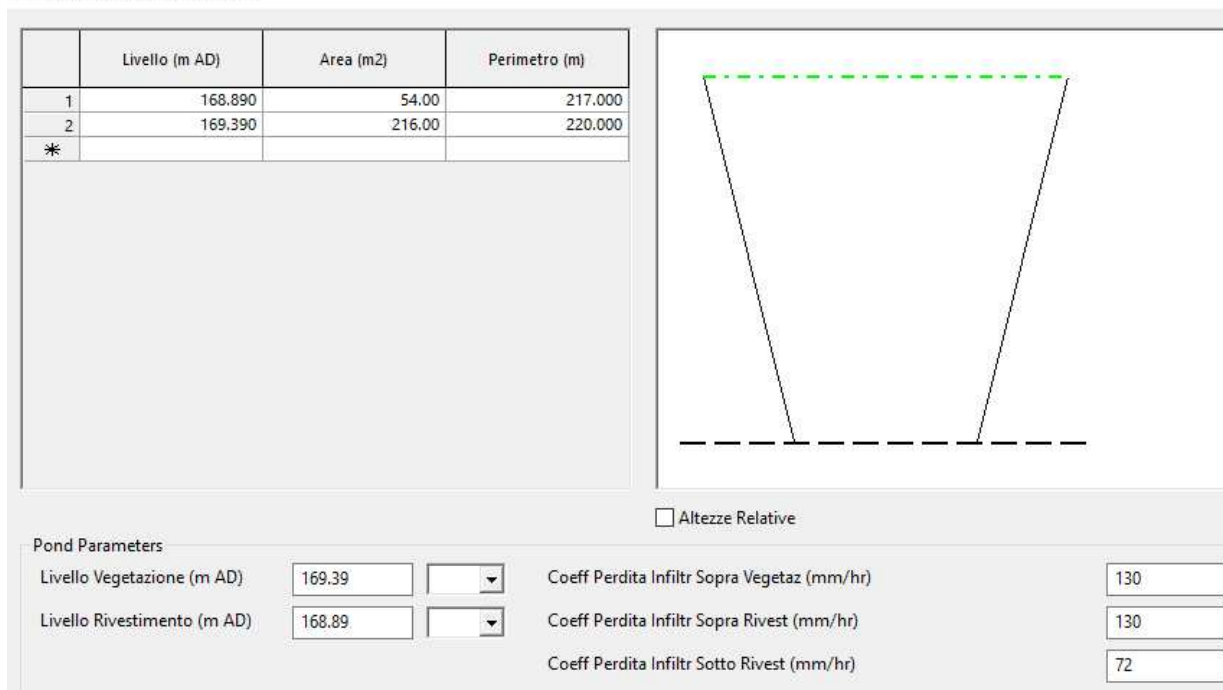


Figura 36: dati input per fosso disperdente FD013

Sulla base dei precedenti input e inserendo una permeabilità $K = 2,0 \cdot 10^{-5}$ m/s, per determinare l'evento meteorico critico per il tempo di ritorno di progetto (50 anni) il sistema è stato sottoposto ad una serie di eventi con ietogramma di tipo "costante" con durata variabile tra 1 e 24 ore.

Di seguito si riportano i grafici dei risultati delle simulazioni effettuate con individuazione dell'evento critico e del relativo volume utile invasato; per le caratteristiche geometriche di dettaglio del presidio si rimanda direttamente agli specifici elaborati.

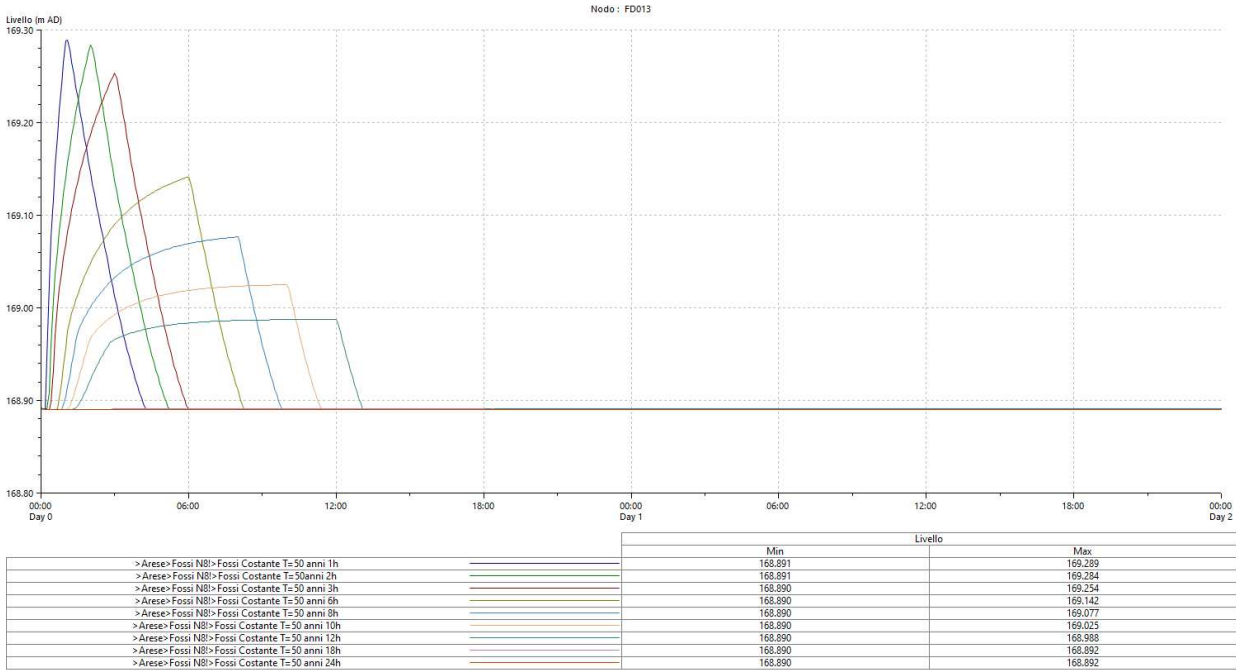


Figura 37: livello fossa disperdente FD013 per diverse durate dell'evento T=50 anni

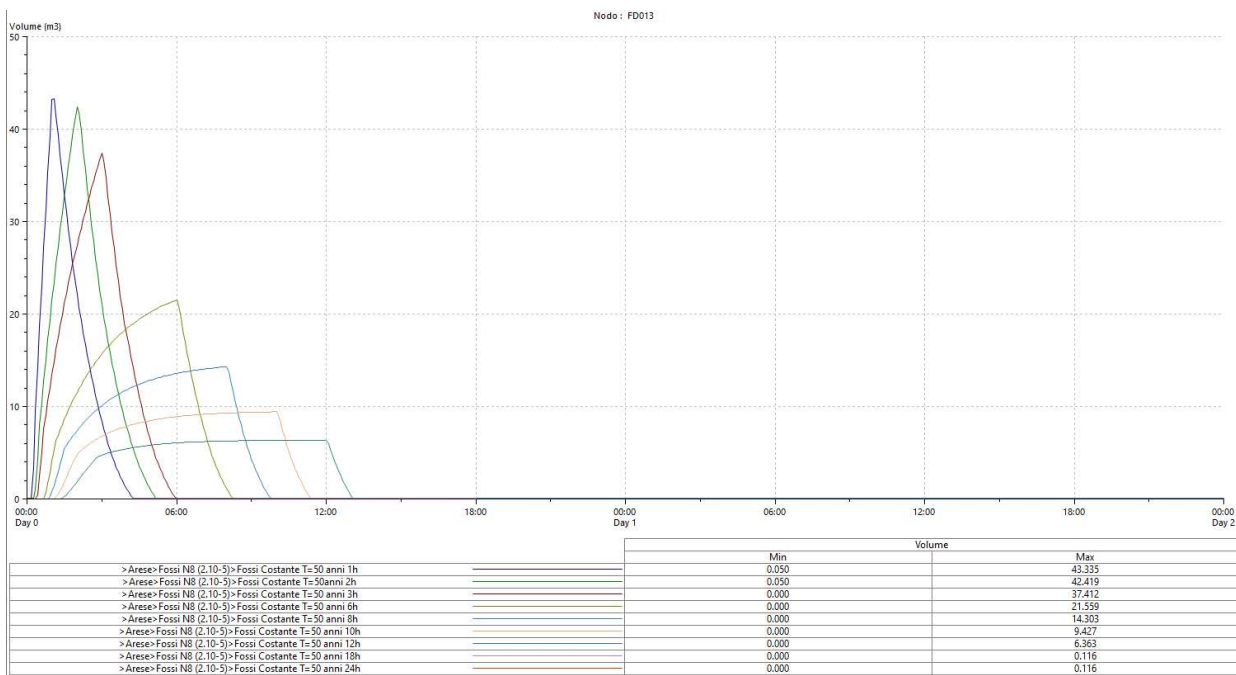


Figura 38: volume fossa disperdente FD013 per diverse durate dell'evento T=50 anni

L'evento critico risulta di durata pari a 1 ora, con volume massimo invasato pari a circa 43,335 mc e un tirante idrico di circa 0,40 m.

Di seguito si riporta la verifica effettuata con tempo di ritorno $T=100$ anni.

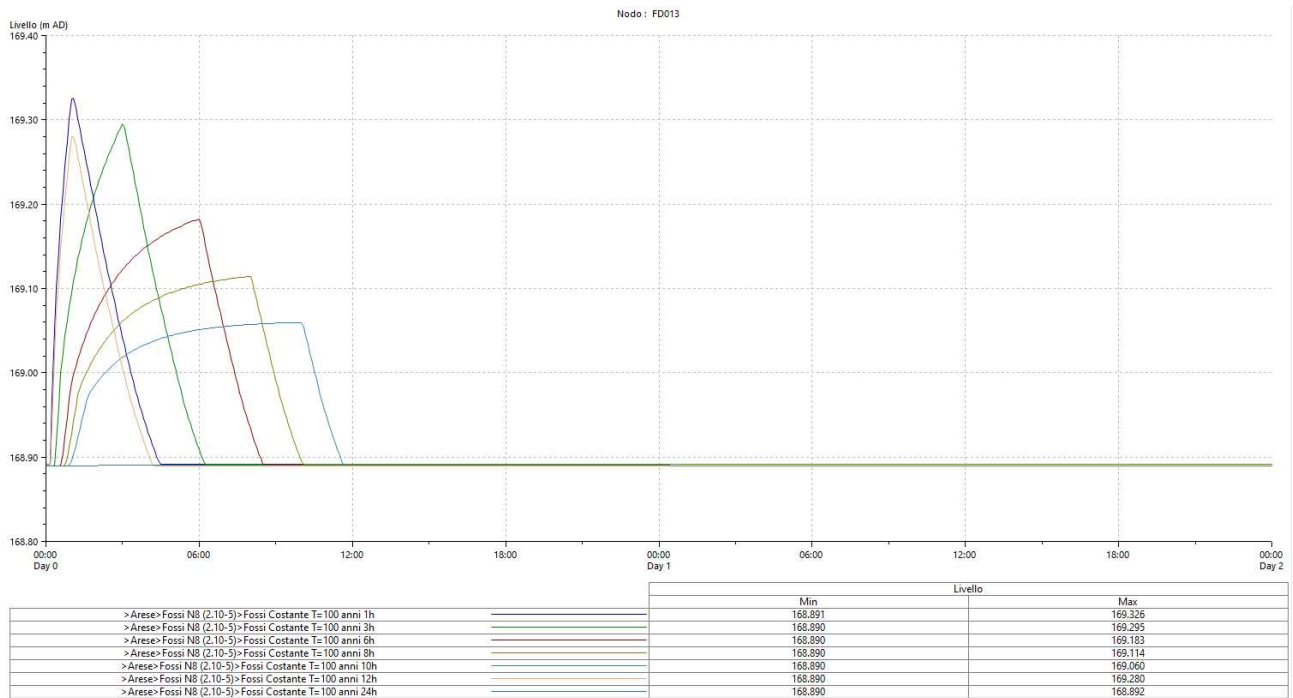


Figura 39: livello fosso disperdente FD013 per diverse durate dell'evento $T=100$ anni

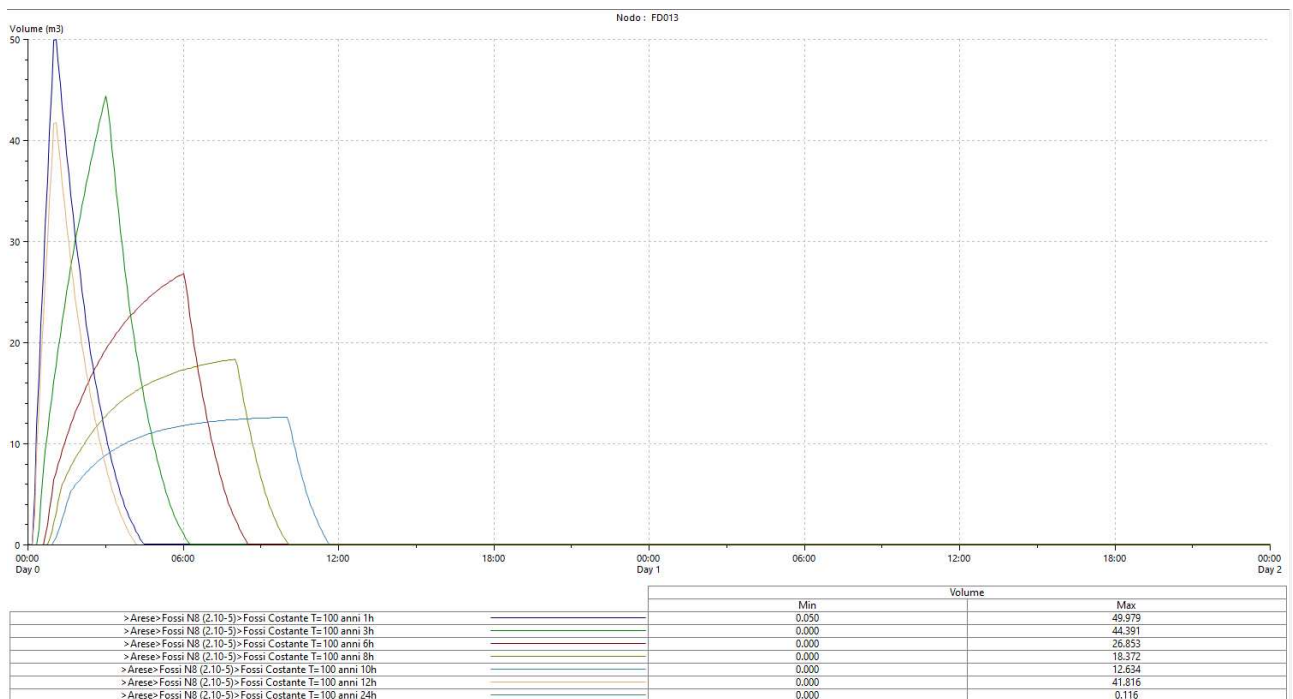


Figura 40: volume fosso disperdente FD013 per diverse durate dell'evento $T=100$ anni

Il fosso disperdente in definitiva risulta verificato anche per eventi $T=100$ anni.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con i risultati delle simulazioni effettuate.

FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=50 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,29
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,40
Riempimento	R	H _{max} /h	80%
Verifica	R < 85%		verificato
Volume invasato	V	da simulazione	43
Superficie disperdente	S_{inf}		183
Permeabilità	k		2,00E-05
FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=100 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,33
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,44
Riempimento	R	H _{max} /h	87%
Verifica	R < 100%		verificato

Figura 41: tabella riepilogativa verifiche effettuate - fosso disperdente FD013

7.4.4. FD014 – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE

Le caratteristiche del fosso disperdente sono riassunte nella seguente tabella:

FOSSO			FD014
	simbolo	note	valore
Sezione	-		trapezia
Sponde	-		3:2
Lunghezza (utile) fosso	Lung_f		29,0
Larghezza base fosso	Largh_f		0,55
Altezza utile fosso	h		0,60
Quota fondo	q_f		168,85
Quota sponda	q_{sp}		169,45
Perimetro base	P_b		59,10
Area base	A_b		15,95
Perimetro superiore	P_s		62,7
Area superiore:	A_{sup}		68
volume utile	Vu	$((A_b + A_{sup})/2) * h$	25

Figura 42. caratteristiche geometriche fosso disperdente FD014

Nel modello è stato implementato un sistema a dispersione del tipo "pound"; di seguito si riporta lo stralcio dal modello con i suddetti parametri.

Pond: FD014: Curva volume

	Livello (m AD)	Area (m2)	Perimetro (m)
1	168.850	15.95	59.100
2	169.450	68.00	62.700
*			

Altezze Relative

Pond Parameters

Livello Vegetazione (m AD) Coeff Perdita Infiltr Sopra Vegetaz (mm/hr)

Livello Rivestimento (m AD) Coeff Perdita Infiltr Sopra Rivest (mm/hr)

Coeff Perdita Infiltr Sotto Rivest (mm/hr)

Figura 43: dati input per fosso disperdente FD014

Sulla base dei precedenti input e inserendo una permeabilità $K = 2,0 \cdot 10^{-5}$ m/s, per determinare l'evento meteorico critico per il tempo di ritorno di progetto (50 anni) il sistema è stato sottoposto ad una serie di eventi con ietogramma di tipo "costante" con durata variabile tra 1 e 24 ore.

Di seguito si riportano i grafici dei risultati delle simulazioni effettuate con individuazione dell'evento critico e del relativo volume utile invasato; per le caratteristiche geometriche di dettaglio del presidio si rimanda direttamente agli specifici elaborati.

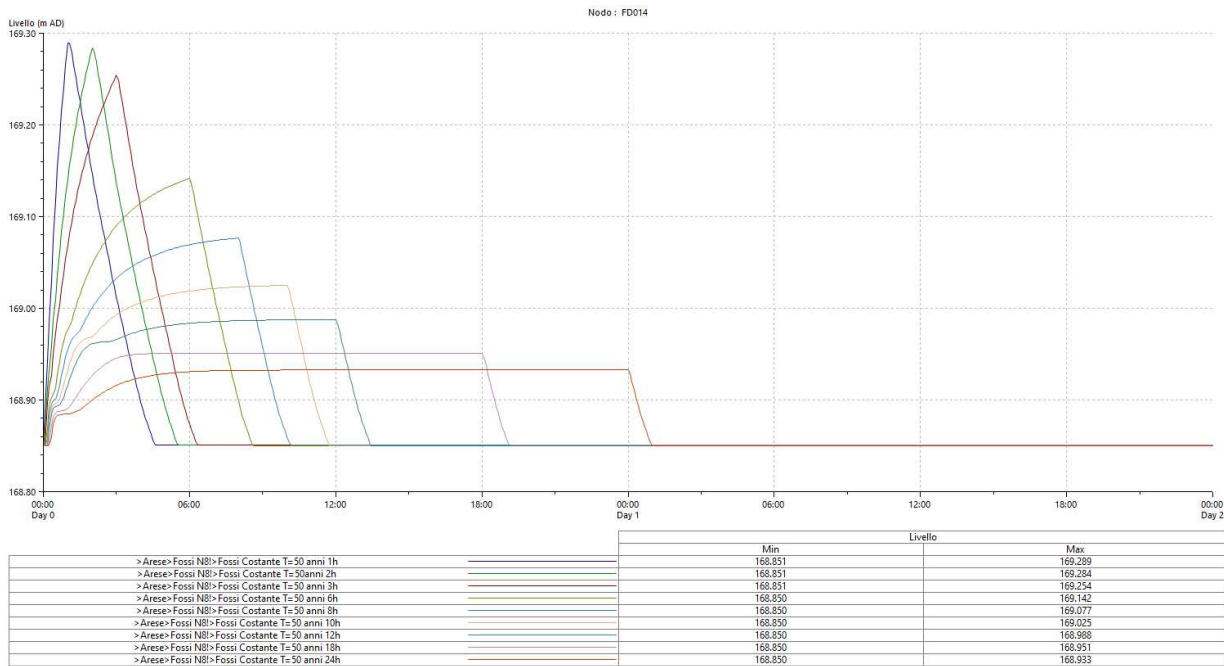


Figura 44: livello fossa disperdente FD014 per diverse durate dell'evento T=50 anni

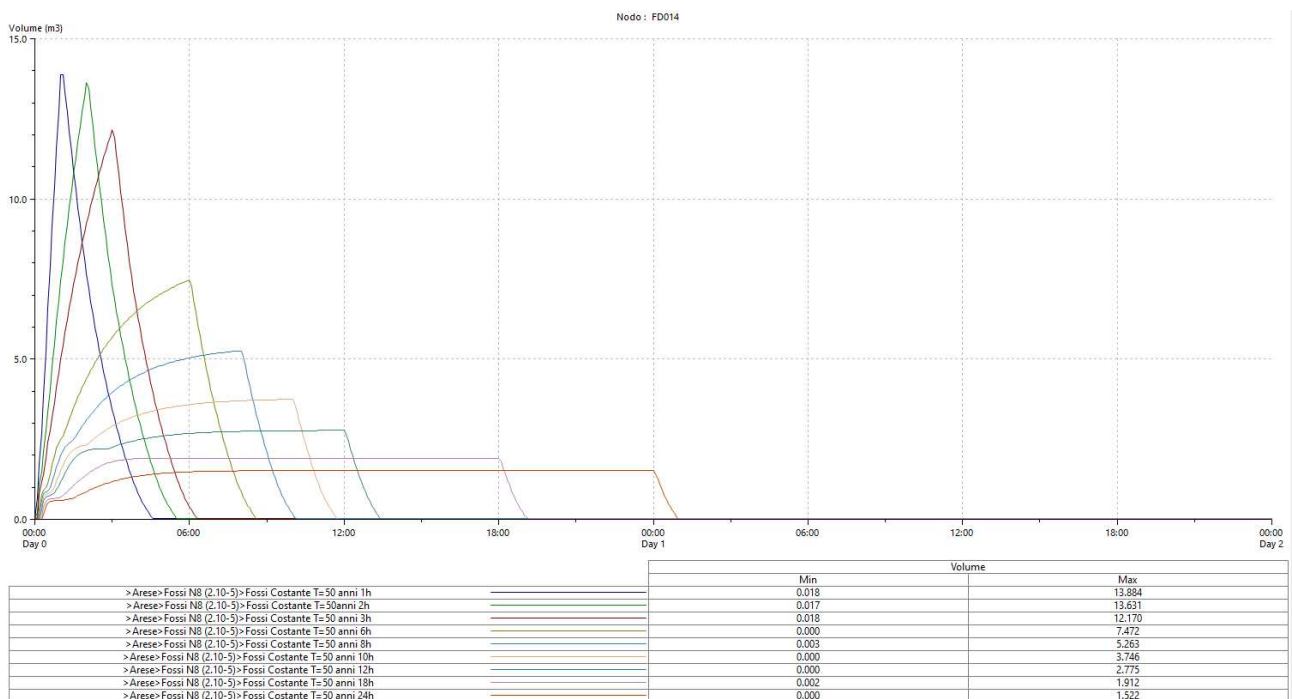


Figura 45: volume fossa disperdente FD014 per diverse durate dell'evento T=50 anni

L'evento critico risulta di durata pari a 1 ora, con volume massimo invasato pari a circa 13,884 mc e un tirante idrico di circa 0,44 m.

Di seguito si riporta la verifica effettuata con tempo di ritorno T=100 anni.

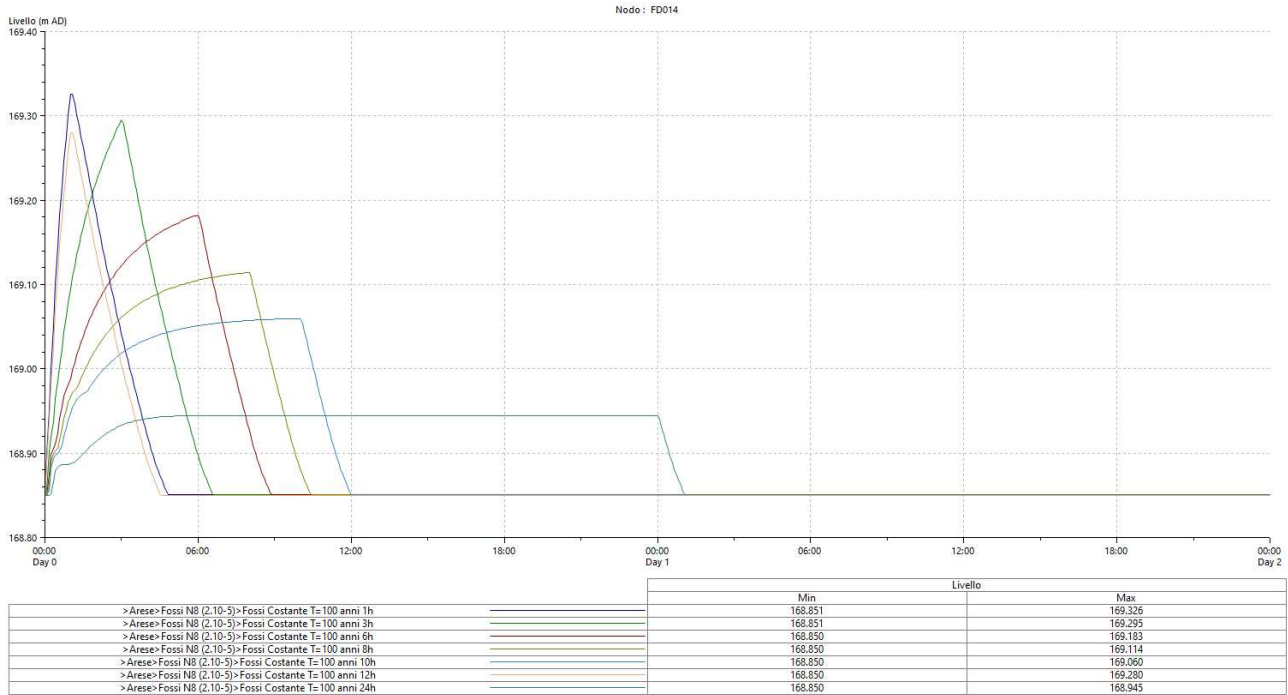


Figura 46: livello fosso disperdente FD014 per diverse durate dell'evento T=100 anni

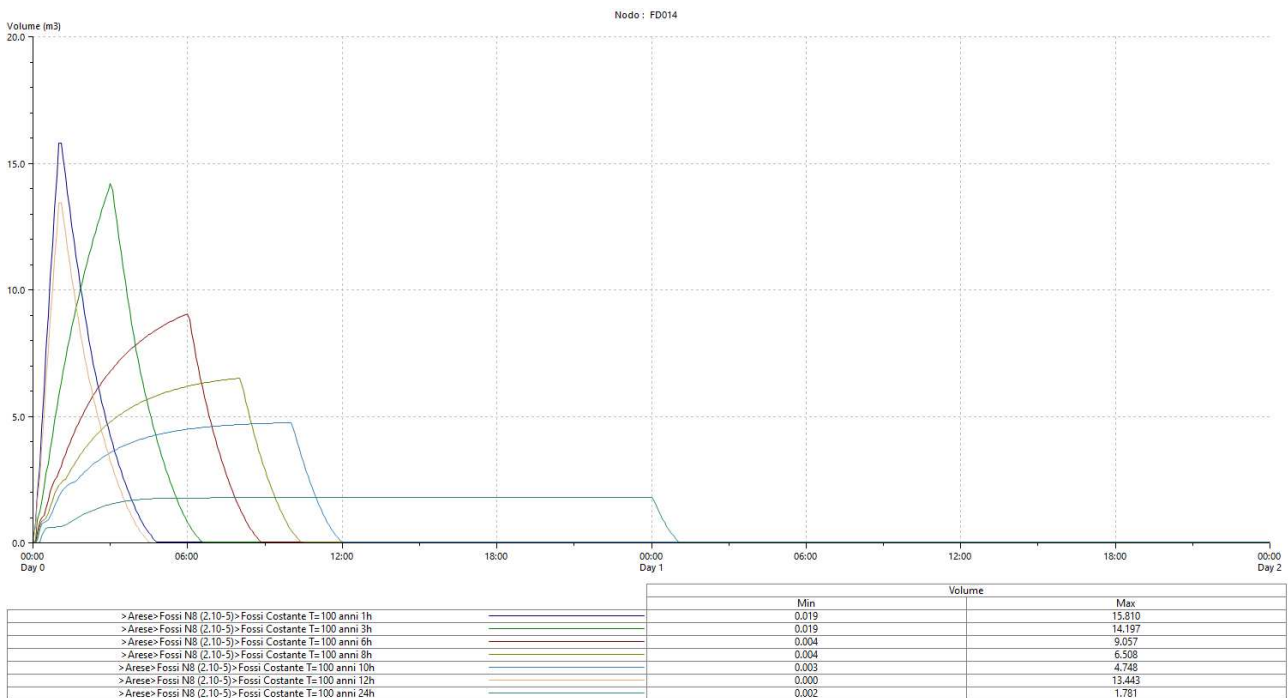


Figura 47: volume fosso disperdente FD014 per diverse durate dell'evento T=100 anni

Il fosso disperdente in definitiva risulta verificato anche per eventi T=100 anni.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con i risultati delle simulazioni effettuate.

FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=50 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	da simulazione	169,29
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,44
Riempimento	R	H _{max} /h	73%
Verifica	R < 85%		verificato
Volume invasato	V	da simulazione	14
Superficie disperdente	S_{inf}		54
Permeabilità	k		2,00E-05
FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=100 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	da simulazione	169,33
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,48
Riempimento	R	H _{max} /h	79%
Verifica	R < 100%		verificato

Figura 48: tabella riepilogativa verifiche effettuate - fosso disperdente FD014

7.4.4.1. FD015 – FOSSO IN TERRA DISPERDENTE

Le caratteristiche del fosso disperdente sono riassunte nella seguente tabella:

FOSSO			FD015
	simbolo	note	valore
Sezione	-		trapezia
Sponde	-		3:2
Lunghezza (utile) fosso	Lung_f		90,0
Larghezza base fosso	Largh_f		0,55
Altezza utile fosso	h		0,60
Quota fondo	q_f		168,80
Quota sponda	q_{sp}		169,40
Perimetro base	P_b		181,10
Area base	A_b		49,5
Perimetro superiore	P_s		184,7
Area superiore:	A_{sup}		212
volume utile	Vu	$((A_b + A_{sup})/2) * h$	78

Figura 49: caratteristiche geometriche fosso disperdente FD015

Nel modello è stato implementato un sistema a dispersione del tipo "pound"; di seguito si riporta lo stralcio dal modello con i suddetti parametri.

Pond : FD015 : Curva volume

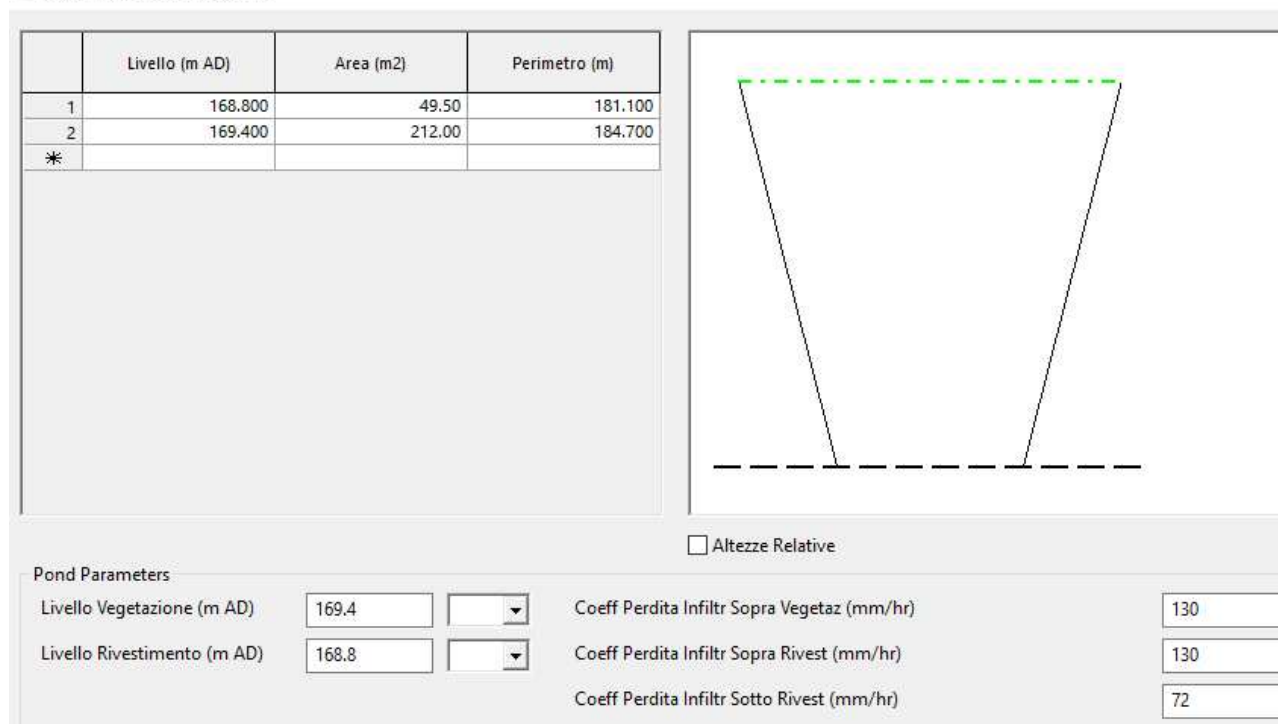


Figura 50. dati input per fosso disperdente FD015

Sulla base dei precedenti input e inserendo una permeabilità $K = 2,0 \cdot 10^{-5}$ m/s, per determinare l'evento meteorico critico per il tempo di ritorno di progetto (50 anni) il sistema è stato sottoposto ad una serie di eventi con ietogramma di tipo "costante" con durata variabile tra 1 e 24 ore.

Di seguito si riportano i grafici dei risultati delle simulazioni effettuate con individuazione dell'evento critico e del relativo volume utile invasato; per le caratteristiche geometriche di dettaglio del presidio si rimanda direttamente agli specifici elaborati.

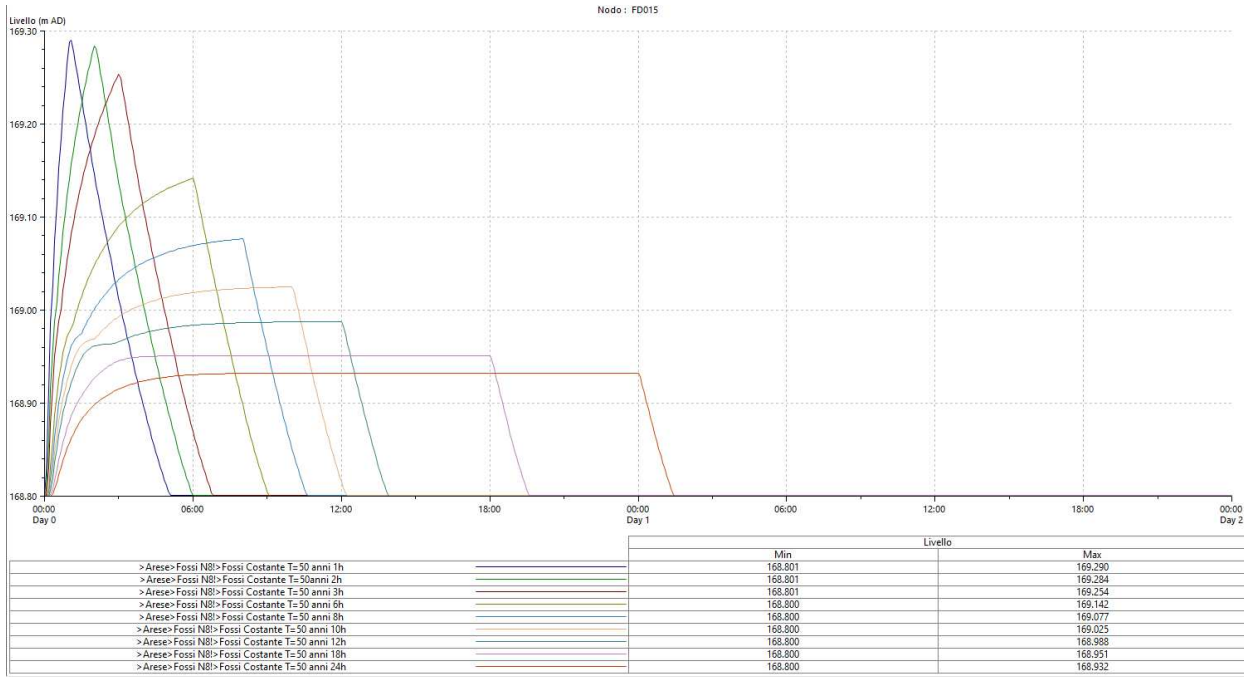


Figura 51: livello fosso disperdente FD015 per diverse durate dell'evento T=50 anni

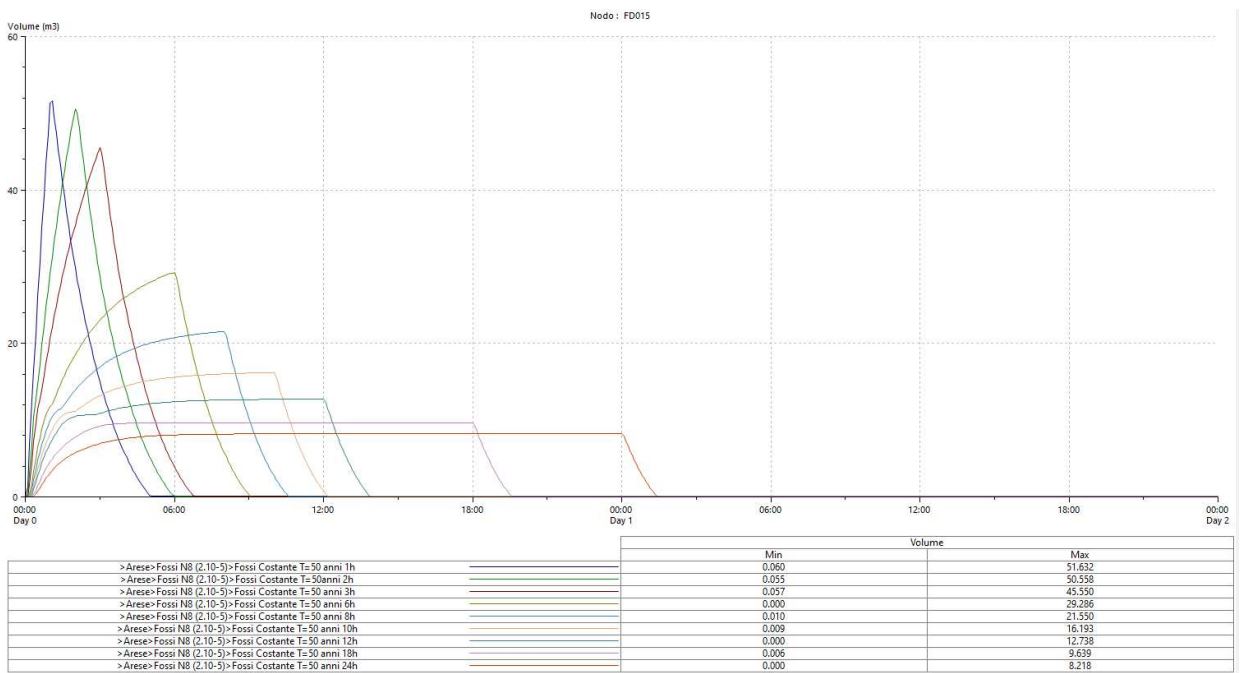


Figura 52: volume fosso disperdente FD015 per diverse durate dell'evento T=50 anni

L'evento critico risulta di durata pari a 1 ora, con volume massimo invasato pari a circa 51,632 mc e un tirante idrico di circa 0,49 m.

Di seguito si riporta la verifica effettuata con tempo di ritorno $T=100$ anni.

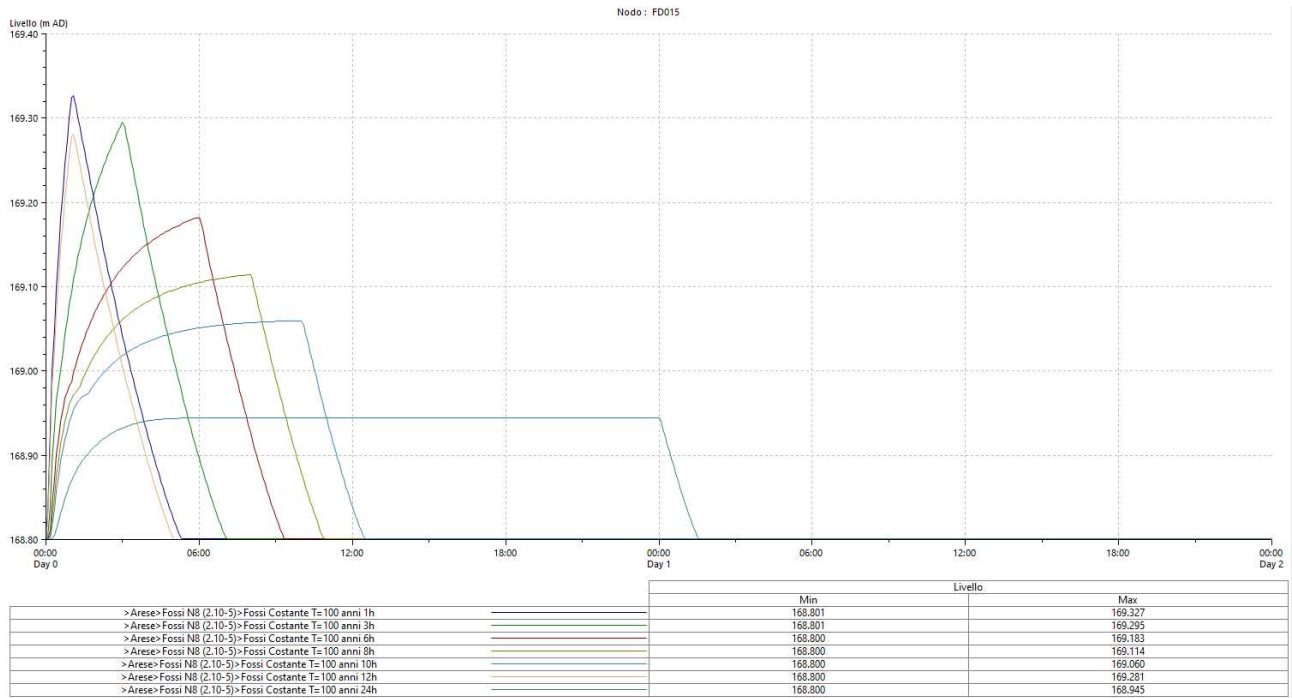


Figura 53: livello fosso disperdente FD015 per diverse durate dell'evento $T=100$ anni

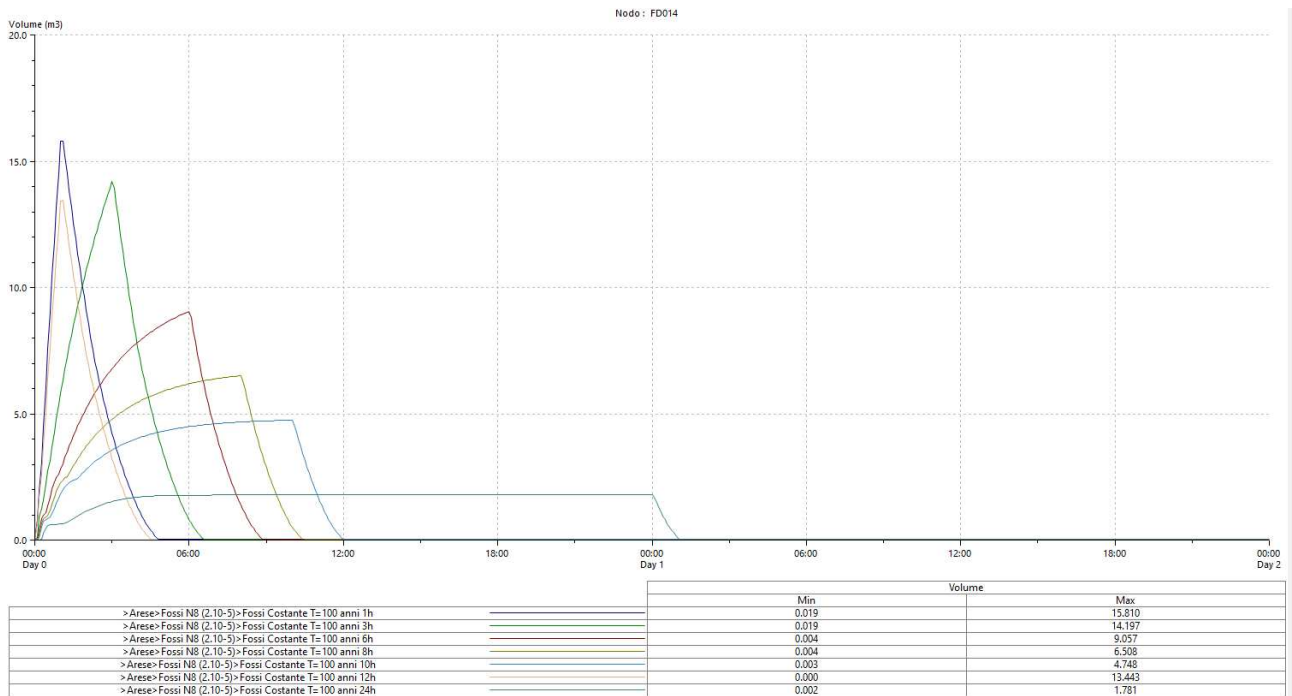


Figura 54: volume fosso disperdente FD015 per diverse durate dell'evento $T=100$ anni

Il fosso disperdente in definitiva risulta verificato anche per eventi $T=100$ anni.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con i risultati delle simulazioni effettuate.

FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=50 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,29
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,49
Riempimento	R	H _{max} /h	82%
Verifica	R < 85%		verificato
Volume invasato	V	<i>da simulazione</i>	52
Superficie disperdente	S_{inf}		182
Permeabilità	k		2,00E-05
FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=100 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,33
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,53
Riempimento	R	H _{max} /h	88%
Verifica	R < 100%		verificato

Figura 55: tabella riepilogativa verifiche effettuate - fosso disperdente FD015

7.4.5. TD-01 – TRINCEA DRENANTE

La trincea drenante può descriversi, schematicamente, come uno scavo lungo 80m e profondo 1m riempito con materiale ad alta conduttività idraulica. È costruita in corrispondenza dell'interno della curva lungo l'asse A, in maniera tale da accogliere le acque collettate dalle caditoie a bocca di lupo disposte lungo il ciglio interno della corsia. I flussi possono quindi accumularsi temporaneamente all'interno della trincea e gradualmente infiltrarsi nel terreno circostante attraverso le superfici laterali e il fondo.

La trincea è dotata di una condotta DE315 in PEAD disperdente che ha la funzione di distribuire omogeneamente le acque lungo lo sviluppo longitudinale del presidio e di condurre le acque non filtrate al fosso disperdente FD013 tramite una condotta che attraversa la sede stradale trasversalmente.

Attraverso la condotta forata DE315 è anche possibile operare interventi di pulizia e manutenzione straordinaria della trincea stessa, inoltre per facilitare tali operazioni, sono state predisposte apposite ispezioni.

Tali ispezioni consistono in pozzetti in PEAD a DN800 interno con chiusino dedicato DN800 in ghisa D400, poste alle estremità e al centro della trincea, permettendo di ispezionare e mantenere circa 40m di tubazione drenante per volta.

SEZIONE TIPOLOGICA TRINCEA DISPERDENTE

SCALA 1:20
Quotatura in (cm)

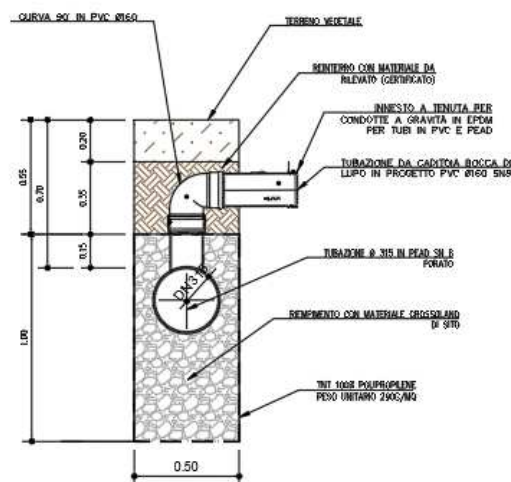


Figura 56: Sezione tipologica trincea disperdente

Come visibile dall'immagine soprastante, al contorno dello strato di detenzione è collocato un tessuto permeabile (geotessuto) che ostacola l'ingresso delle particelle fini all'interno del sistema.

Le caratteristiche del fosso disperdente sono riassunte nella seguente tabella:

TRINCEA DRENANTE			TD-01
	simbolo	note	valore
Area scolante	A		0,109
Lunghezza (utile) trincea	Lung_t		80
Larghezza base trincea	Largh_t		0,5
Altezza utile trincea	h		1,00
Quota fondo bauletto ghiaia	q_f		168,60
Quota superiore bauletto ghiaia	q_{sp}		169,60
Area base	A_b		40
Area trasversale	A_{trav}		0,50
Percentuale vuoti	%vuoti		50%
volume utile	Vu	$((A_b * h) * \%vuoti) + V_{tub}$	20

Figura 57: caratteristiche geometriche trincea disperdente TD-01

Nel modello è stato implementato un sistema a dispersione del tipo “storage”; di seguito si riporta lo stralcio dal modello con i suddetti parametri.

The screenshot displays the software interface for configuring a storage object. On the left, the 'Storage Object Properties (R/O)' window is open, showing various parameters for the 'TD-01' storage object. The parameters are organized into sections: 'Definizione Nodo', 'Localizzazione nodo', 'Dati SUDS', and 'Volume nel nodo'. The 'Localizzazione nodo' section includes coordinates (X, Y) and levels (Livello Terreno, Livello Allagamento). The 'Dati SUDS' section includes 'Area Base Exfiltrazione (m2)', 'Perimetro (m)', 'Coeff perdita infiltraz da rete a falda', and 'Porosità'. The 'Volume nel nodo' section includes 'Altezze Relative' and 'Curva volume'. On the right, the 'Storage: TD-01; Curva volume' window shows a table with two columns: 'Livello (m AD)' and 'Area (m2)'. The table contains two rows of data:

	Livello (m AD)	Area (m2)
1	168.600	20.00
2	169.600	20.00

Figura 58: dati input per trincea drenante TD-01

Sulla base dei precedenti input e inserendo una permeabilità $K = 2,0 \cdot 10^{-5}$ m/s, per determinare l'evento meteorico critico per il tempo di ritorno di progetto (50 anni) il sistema è stato sottoposto ad una serie di eventi con ietogramma di tipo “costante” con durata variabile tra 1 e 24 ore.

Di seguito si riportano i grafici dei risultati delle simulazioni effettuate con individuazione dell'evento critico e del relativo volume utile invasato; per le caratteristiche geometriche di dettaglio del presidio si rimanda direttamente agli specifici elaborati.

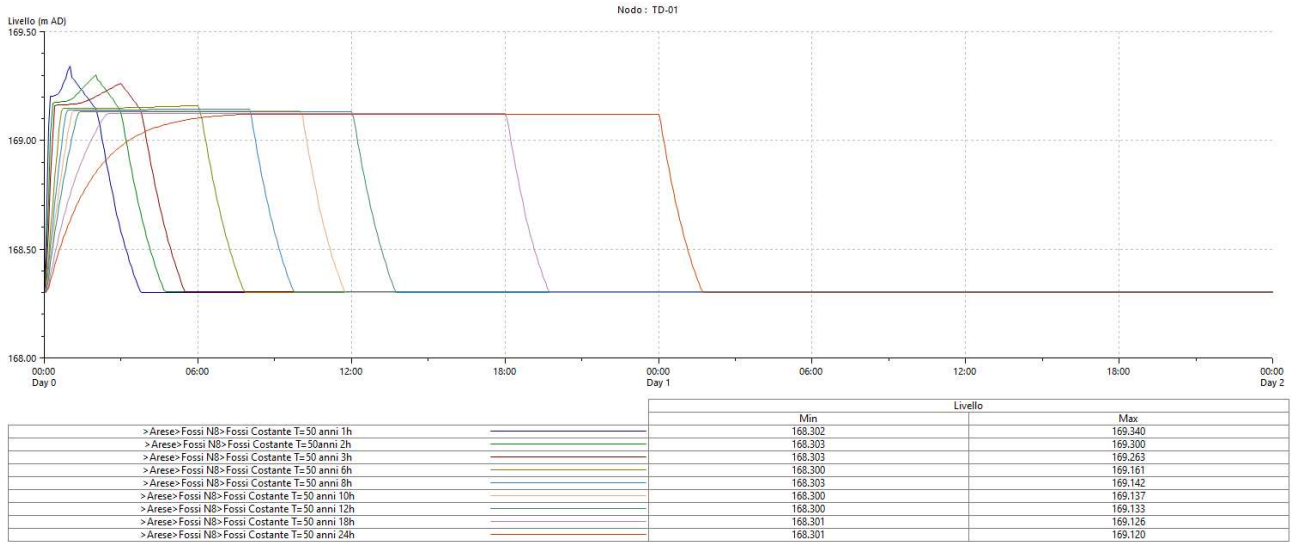


Figura 59: livello trincea drenante TD-01 per diverse durate dell'evento T=50 anni

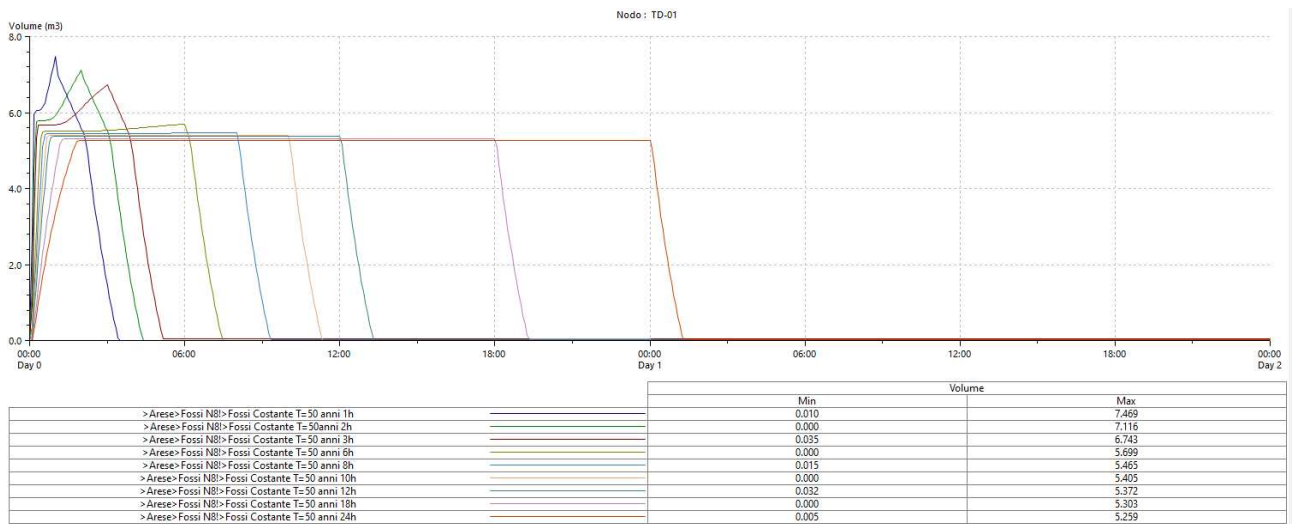


Figura 60: volume trincea drenante TD-01 per diverse durate dell'evento T=50 anni

L'evento critico risulta di durata pari a 1 ora, con volume massimo invasato pari a circa 7,469 mc e un tirante idrico di circa 0,75 m.

Di seguito si riporta la verifica effettuata con tempo di ritorno T=100 anni.

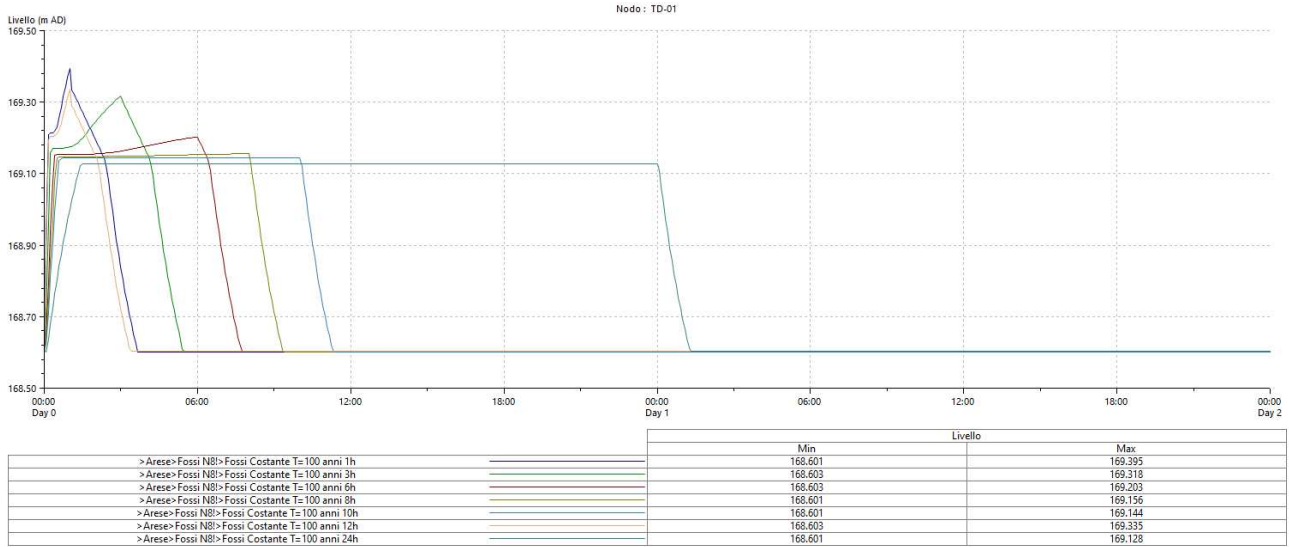


Figura 61: livello trincea drenante TD-01 per diverse durate dell'evento T=100 anni

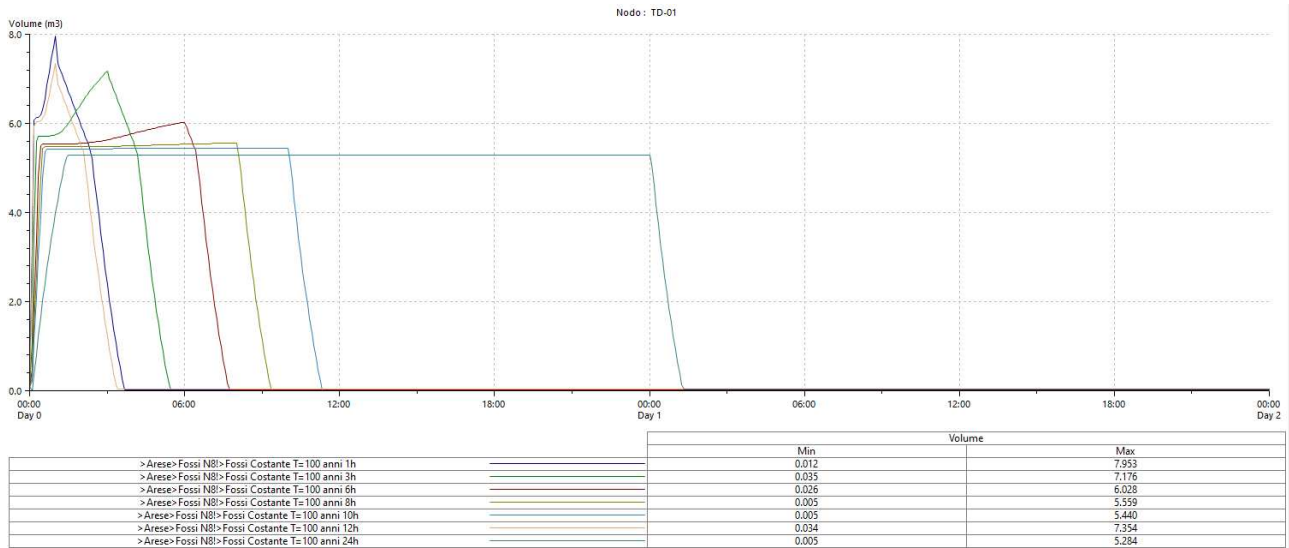


Figura 62: livello trincea drenante TD-01 per diverse durate dell'evento T=100 anni

Il presidio in definitiva risulta verificato anche per eventi T=100 anni, poiché sconta riempimenti accettabili in virtù del collegamento con il fosso FD013 e gli ulteriori fossi FD014 ed FD015.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con i risultati delle simulazioni effettuate.

TRINCEA - VERIFICA IDRAULICA T=50 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,35
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,75
Riempimento	R	H _{max} /h	75%
Verifica	R < 85%		verificato
Permeabilità	k		2,00E-05
FOSSO - VERIFICA IDRAULICA T=100 ANNI	<i>simbolo</i>	<i>note</i>	<i>valore</i>
Quota max riempimento	q	<i>da simulazione</i>	169,40
Altezza max riempimento	H_{max}	q - q _f	0,80
Riempimento	R	H _{max} /h	80%
Verifica	R < 100%		verificato

8. VERIFICA DEI COLLETTORI IN PEAD ASSE B

Come già precedentemente indicato, la dorsale dei collettori predisposti al di sotto dell'asse B è stata dimensionata in modo da garantire il funzionamento a gravità della rete con eventi meteorici con tempo di ritorno $T=50$ anni, mentre con $T=100$ anni è ammesso il funzionamento in pressione di alcuni tratti ma senza alcun rischio di esondazioni superficiali.

Il collettore in oggetto ha il compito di recapitare alla fognatura esistente le acque meteoriche collettate dalle caditoie collocate al margine della corsia di marcia oggetto del potenziamento della viabilità esistente. Si ricorda che tale tipologia di intervento non è soggetto allo studio di invarianza, di conseguenza il collettore è stato dimensionato per garantire il passaggio della portata con riempimenti adeguati. Nell'immagine sottostante è possibile visualizzare quali sono le aree le cui caditoie recapitano le acque al collettore in progetto: sul lato est, invece, è presente un sistema di collettamento e smaltimento delle acque meteoriche che non viene modificato.

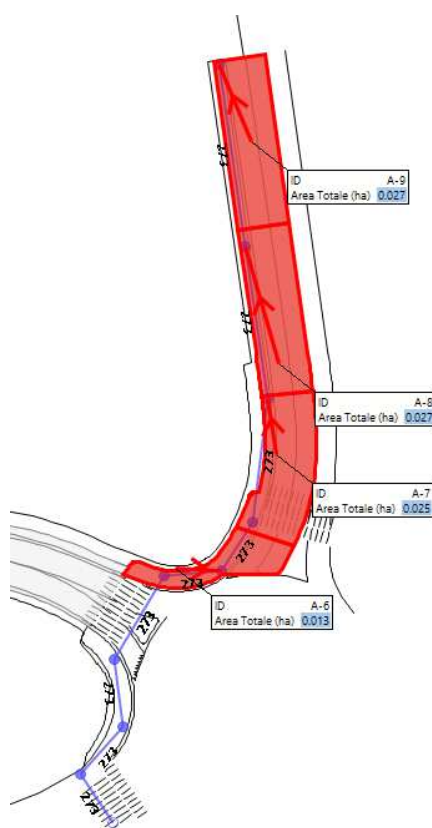


Figura 63: aree le cui acque afferiscono al collettore in progetto DN315

Di seguito sono riportati alcuni estratti di esempio dei profili longitudinali delle simulazioni effettuate con $T=50$ anni e 100 anni dove è immediato constatare la bontà delle soluzioni progettuali adottate con la linea piezometrica (colore blu) che non supera mai la linea corrispondente alla quota del ciglio stradale (colore marrone).

Si riporta infine la tabella di calcolo per ciascun tratto in progetto con indicazione delle grandezze idrauliche caratteristiche di verifica per tempo di ritorno $T=50$ e 100 anni.

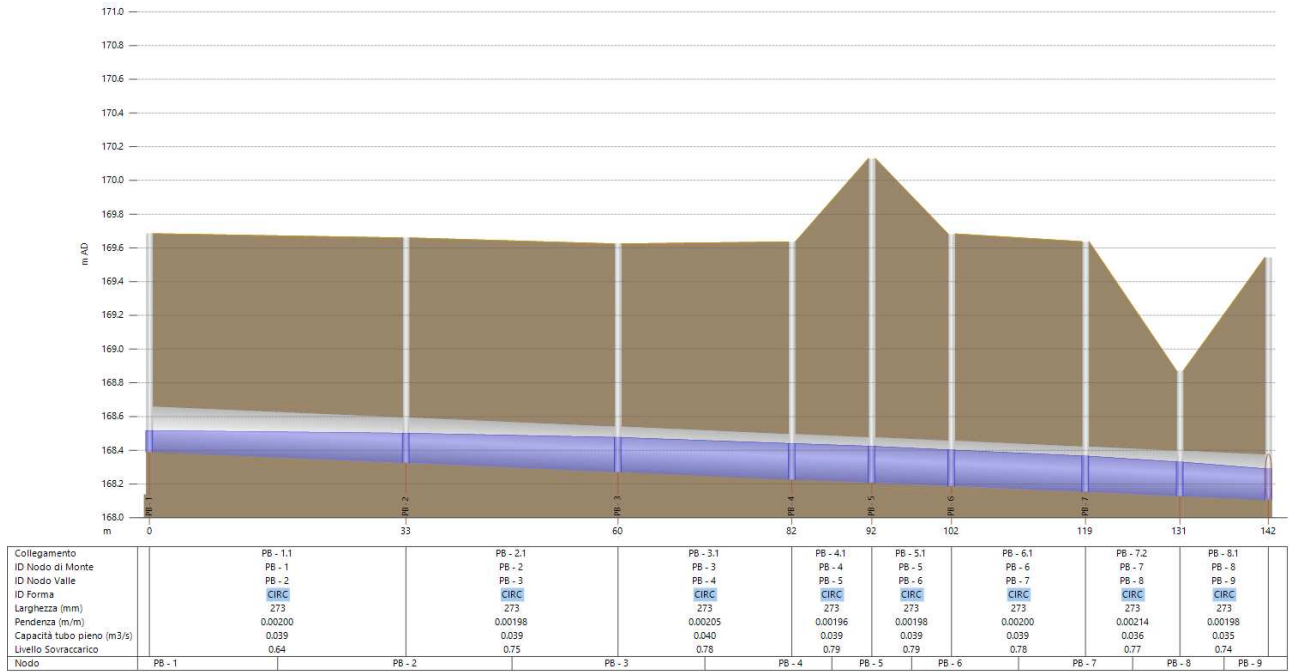


Figura 64: Simulazione evento T=50 anni – profilo longitudinale collettore DE315

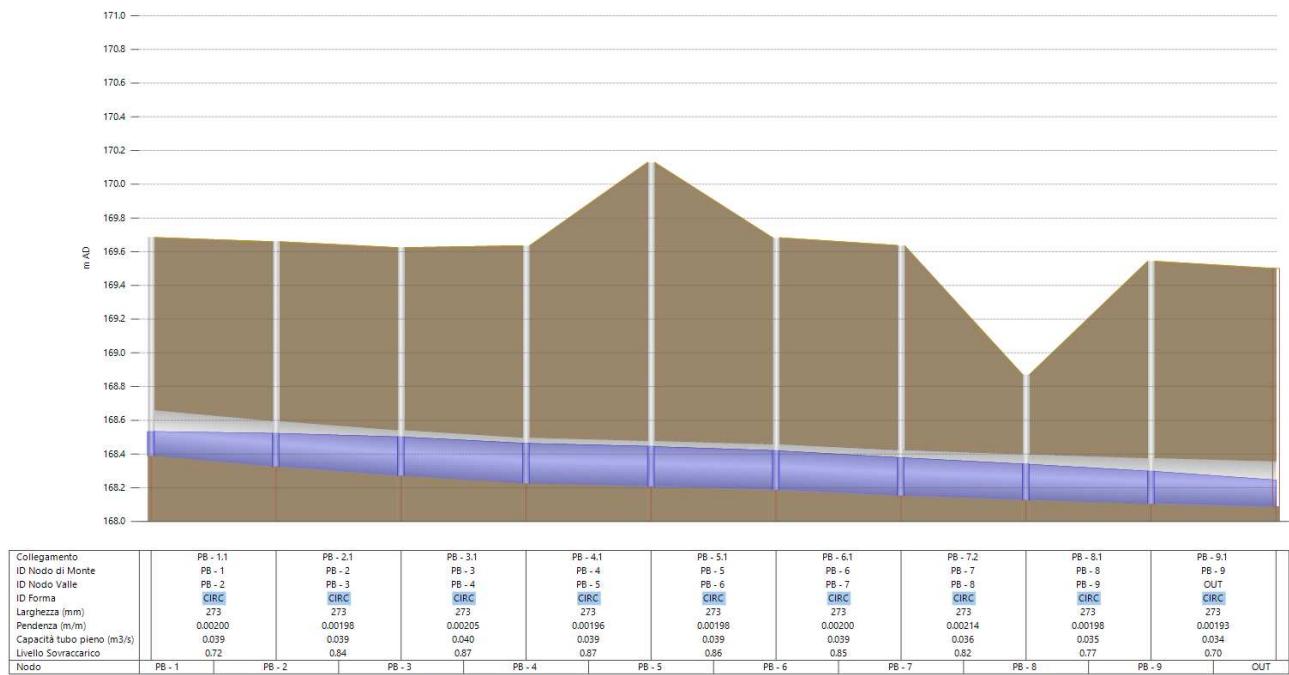


Figura 65: Simulazione evento T=100 anni – profilo longitudinale collettore DE315

8.1. TABULATI DI CALCOLO T=50 ANNI

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE								RISULTATI SIMULAZIONI T=50 ANNI						
ID Nodo Monte	ID Nodo Valle	Forma	DN (mm)	Q.s. Monte (m AD)	Q.s. Valle (m AD)	Pendenza (m/m)	Capacità tubo pieno (m ³ /s)	GDR	Max US Tirante (m)	Max US Portata (m ³ /s)	Max US Velocità (m/s)	Max DS Tirante (m)	Max DS Portata (m ³ /s)	Max DS Velocità (m/s)
PB - 3	PB - 4	CIRC	273	168,272	168,226	0,00205	0,04	0,78	0,203	0,03292	0,74	0,213	0,03264	0,686
PB - 4	PB - 5	CIRC	273	168,227	168,187	0,00391	0,055	0,79	0,211	0,0325	0,683	0,216	0,03237	0,656
PB - 6	PB - 7	CIRC	273	168,153	168,105	0,00281	0,047	0,78	0,213	0,0375	0,772	0,212	0,03728	0,767
PB - 5	PB - 6	CIRC	273	168,187	168,153	0,00337	0,051	0,79	0,215	0,03779	0,778	0,215	0,03765	0,775
PB - 1	PB - 2	CIRC	273	168,390	168,325	0,002	0,039	0,64	0,126	0,01167	0,519	0,176	0,01129	0,293
PB - 2	PB - 3	CIRC	273	168,325	168,271	0,00198	0,039	0,75	0,175	0,02277	0,62	0,204	0,02248	0,489
PB - 8	PB - 9	CIRC	273	168,127	168,105	0,00198	0,035	0,74	0,201	0,0371	0,804	0,184	0,03708	0,882
PB - 7	PB - 8	CIRC	273	168,153	168,127	0,00214	0,036	0,77	0,211	0,03717	0,77	0,203	0,03716	0,8
PB - 9	OUT	CIRC	273	168,106	168,086	0,00193	0,034	0,67	0,182	0,03702	0,891	0,153	0,037	1,095

8.2. TABULATI DI CALCOLO T=100 ANNI

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE								RISULTATI SIMULAZIONI T=50 ANNI						
ID Nodo Monte	ID Nodo Valle	Forma	DN (mm)	Q.s. Monte (m AD)	Q.s. Valle (m AD)	Pendenza (m/m)	Capacità tubo pieno (m ³ /s)	GDR	Max US Tirante (m)	Max US Portata (m ³ /s)	Max US Velocità (m/s)	Max DS Tirante (m)	Max DS Portata (m ³ /s)	Max DS Velocità (m/s)
PB - 3	PB - 4	CIRC	273	168,272	168,226	0,00205	0,04	0,87	0,228	0,03568	0,752	0,237	0,03506	0,698
PB - 4	PB - 5	CIRC	273	168,227	168,187	0,00391	0,055	0,87	0,235	0,03485	0,692	0,238	0,03474	0,668
PB - 6	PB - 7	CIRC	273	168,153	168,105	0,00281	0,047	0,85	0,231	0,04038	0,79	0,226	0,04012	0,788
PB - 5	PB - 6	CIRC	273	168,187	168,153	0,00337	0,051	0,86	0,236	0,04071	0,794	0,233	0,04056	0,792
PB - 1	PB - 2	CIRC	273	168,390	168,325	0,002	0,039	0,72	0,143	0,01295	0,528	0,197	0,01217	0,293
PB - 2	PB - 3	CIRC	273	168,325	168,271	0,00198	0,039	0,84	0,197	0,02487	0,631	0,23	0,02419	0,492
PB - 8	PB - 9	CIRC	273	168,127	168,105	0,00198	0,035	0,77	0,211	0,04	0,825	0,193	0,03997	0,906
PB - 7	PB - 8	CIRC	273	168,153	168,127	0,00214	0,036	0,82	0,224	0,04007	0,788	0,213	0,04005	0,818
PB - 9	OUT	CIRC	273	168,106	168,086	0,00193	0,034	0,70	0,19	0,03993	0,917	0,159	0,03991	1,126

9. FOGNATURA NERA DI PREDISPOSIZIONE PER LE NUOVE LOTTIZZAZIONI

È prevista la realizzazione di una fognatura nera che sarà il recapito degli scarichi civili dei futuri insediamenti dell'ambito 3, consistente in una tubazione GRES DN300.

Essa parte dal punto più a Nord dell'intervento e giunge all'allacciamento con una rete fognaria esistente che attualmente scorre a sud di Viale Alfa Romeo.

Il calcolo delle portate nere attese è stato svolto in fase di progettazione definitiva e si rimanda all'elaborato 22_158_PD_N08_IDR_I_RT_001_01 per il dettaglio del dimensionamento.



Figura 66: planimetria di progetto rete acque nere

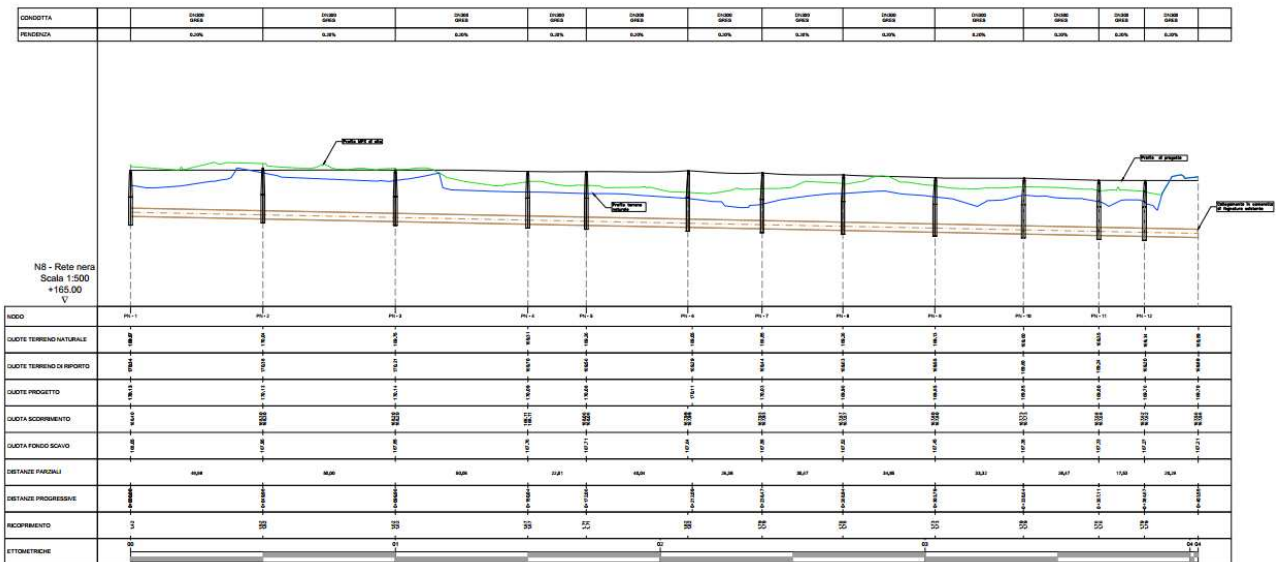


Figura 67: profilo collettori in progetto

ALLEGATO 1

-

Verifica statica delle tubazioni flessibili interrate

1 Verifica statica di una tubazione interrata

La verifica statica di una tubazione interrata viene effettuata calcolando:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico indotto dalla presenza della falda;
- le reazioni laterali del terreno.

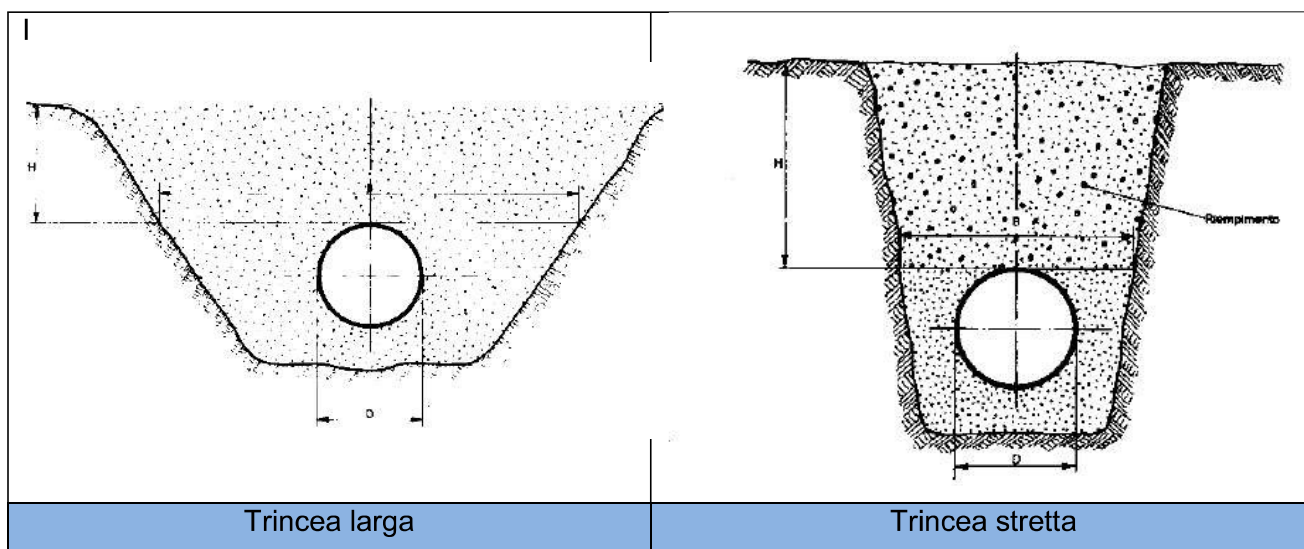
I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono per lo più da attribuirsi alla presenza di traffico.

1.1 Modalità di posa

Le modalità di posa di una condotta fognaria implementati nel presente codice di calcolo sono in conformità a quanto proposto dalla normativa UNI 7517:

- posa in trincea stretta;
- posa in trincea larga.

Nella figura successiva se ne mostra una rappresentazione schematica tratta dal documento IIP, Istituto Italiano dei Plastici, Installazione delle fognature in PVC, pubblicazione n.°3, novembre 1984).



1.2 Calcolo dei carichi dovuti al rinterro

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate nella comune prassi

ingegneristica si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

1.2.1 Posa in trincea stretta

La norma UNI considera che una condotta sia posata in trincea stretta quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

1. $B \leq 2D$ con $H \geq 1.5B$
2. $2D \leq B \leq 3D$ con $H \geq 3.5B$

In cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione come riportato nella successiva figura.

In questo caso il peso Q_{st} del rinterro che grava sull'estradosso della tubazione è minore del peso del relativo volume per effetto dell'attrito presente tra il terreno indisturbato posto ai lati della trincea ed il terreno di rinterro. Tale azione è funzione del peso specifico, dell'angolo di attrito del terreno indisturbato e dal coefficiente d'attrito con il rinterro.

Il valore di carico Q_{st} del rinterro è calcolabile mediante la relazione:

$$Q_{st} = C_t \gamma_t BDN$$

in cui:

- Q_{st} indica il carico dovuto al rinterro [kN/m];
- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];
- C_t indica il coefficiente di Marston [-].

Il coefficiente di Marston si valuta mediante la relazione:

$$C_t = \frac{1 - \exp\left(-2k_a \mu \frac{H}{B}\right)}{2k_a f}$$

in cui:

- C_t indica il coefficiente adimensionale di Marston [-];
- k_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ in cui φ indica l'angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];

- f indica il coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro pari a $\mu = tg\varphi$ in cui φ indica l'angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];
- H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m];
- B indica la larghezza della trincea [m].

Nel caso di trincea stretta, al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile mediante la relazione:

$$q_{st} = \frac{2Q_{st}}{\sqrt{2}DN}$$

in cui:

- q_{st} indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari a 90°;
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

1.2.2 Posa in trincea larga

Nel caso in cui le condizioni elencate nel precedente paragrafo non siano rispettate la posa si definisce in trincea larga. In questo caso il carico Q_{st} generato dal peso del terreno sovrastante l'estradosso della tubazione è pari a:

$$Q_{st} = \gamma_t DNH$$

in cui;

- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];

Si sottolinea che il carico del terreno sopra la tubazione è sempre maggiore di quello che si avrebbe se fossimo in trincea stretta; questo perché viene meno l'azione attrattiva svolta dalle pareti della trincea.

Nel caso di trincea larga, al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile mediante la relazione:

$$q_{st} = \frac{Q_{st}}{0.85DN}$$

in cui:

- q_{st} indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari a circa 130° ;
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

1.3 Caratteristiche dei terreni

Nella successiva tabella sono elencate le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel codice di calcolo da assumersi per la definizione del carico indotto dal rinterro.

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Peso specifico γ_t [kN/m³]</i>	<i>Peso immerso γ' [kN/m³]</i>	<i>Angolo di attrito interno ϕ [°]</i>
Argilla fangosa	20	16.9	20
Argilla sabbiosa	18	15.9	14
Argilla umida comune	20	16.4	12
Fango con polvere di roccia	18	16.9	25
Loess	21	15.9	18
Marna	21	16.9	22
Misto di cava di ghiaia e ciottoli	20	16.8	37
Misto di cava di sabbia e ghiaia	20	16.5	33
Sabbia argillosa	18	15.9	15
Sabbia secca	15	15.9	31
Sabbia umida	17	16.4	34
Terra secca	17	15.5	14
Terra umida	20	16.0	25
Terreno misto compatto	20	16.4	33
Terreno misto sciolto	18	15.9	15
Terreno paludoso	17	9.9	12
Terreno sabbioso	19	15.8	30

1.4 Azione dei sovraccarichi

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata oltre al rinterro possono agire altri carichi. Questi si suddividono in dinamici relativi al traffico stradale e/o ferroviario e statici associati a corpi posti sul terreno che grava sul tubo.

1.4.1 Sovraccarichi dinamici veicolari

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

- HT autocarro pesante;
- LT autocarro leggero

I valori di carico per ruota dei veicoli per classe DIN sono riassunti nella successiva tabella in cui si è introdotta anche la classe Ferroviario a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 200 kN.

<i>Classe</i>	<i>Carico per ruota P (KN)</i>	<i>Tipologia</i>
<i>HT60</i>	<i>100</i>	<i>Traffico pesante</i>
<i>HT45</i>	<i>75</i>	
<i>HT38</i>	<i>62.5</i>	
<i>HT30</i>	<i>50</i>	
<i>HT26</i>	<i>35</i>	
<i>LT12</i>	<i>20</i>	<i>Traffico leggero</i>
<i>LT6</i>	<i>10</i>	
<i>LT3</i>	<i>5</i>	
<i>FERROVIARIO</i>	<i>200</i>	

La pressione dinamica σ_z esercitata dal traffico sul tubo viene valutata adottando le seguenti relazioni:

- $\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} \varphi$ valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT) e ferroviario;
- $\sigma_z = 0.8743 \frac{P}{H^{1.5194}} \varphi$ valida per traffico stradale leggero (convoglio classe LT);

in cui:

- σ_z indica la pressione dinamica [kN/m²];
- P indica il carico per ruota [kN];
- H indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];
- il coefficiente φ indica un coefficiente di incremento valutato secondo le relazioni:
 - $\varphi = 1 + \frac{0.3}{H}$ valida per carico stradale e autostradale. h indica l'altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];

- $\varphi = 1 + \frac{0.6}{H}$ valida per carico ferroviario. h indica l'altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];

Note la pressione dinamica è possibile calcolare il carico dinamico che grava su una condotta di diametro esterno DN applicando la relazione

$$Q_{din} = \sigma_z DN$$

In cui:

- σ_z indica la pressione dinamica [kN/m²];
- DN indica il diametro esterno del tubo [m];

1.4.2 Sovraccarichi distribuiti

Nel caso in cui sul tubo sia gravante un carico P_n distribuito su una superficie di estensione A rettangolare di larghezza u_1 e lunghezza u_2 la pressione q_s che agisce sul tubo si calcola mediante la relazione:

$$q_s = \frac{P_n}{(u_1 + 2H)(u_2 + 2H)}$$

in cui:

- q_s indica la pressione che agisce sul tubo [kN/m²];
- u_1 indica la larghezza della superficie su cui agisce il carico P_n [m];
- u_2 indica la lunghezza della superficie su cui agisce il carico P_n [m];
- H indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];

Nota la pressione, il carico P si calcola con l'equazione:

$$P = q_s \beta DN$$

in cui:

- P indica il carico che agisce sulla condotta [kN/m];
- β è un coefficiente pari a 0.71 per posa in trincea stretta ed a 0.88 per posa in trincea larga;

- DN il diametro esterno della condotta.

1.5 Azione del peso del fluido

Si considera come carico aggiuntivo sul tubo anche il peso dell'acqua contenuta al suo interno. Il carico, nell'ipotesi di tubo pieno, si calcola con la relazione:

$$Q_a = 7.70D_i^2$$

in cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].

1.6 Carico idrostatico dovuto alla falda

Se nel terreno in cui è posata la tubazione fognaria si è in presenza di falda si deve tenere conto della pressione idrostatica che la falda esercita sulla condotta mediante la relazione:

$$Q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) DN$$

in cui:

- Q_{idr} indica il carico indotto dalla falda [kN/m]
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- γ_w indica il peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];

La pressione esercitata dalla falda q_{idr} è pari a: $q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) = \frac{Q_{idr}}{DN}$

In cui:

- q_{idr} indica la pressione associata al carico idrostatico indotto dalla falda [kN/m²]
- Q_{idr} indica il carico indotto dalla falda [kN/m]
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- γ_w indica il peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];

Nel caso di presenza di falda il carico del rinterro, per la quota parte interessata dalla falda, deve essere calcolato adottando il relativo peso specifico immerso γ' tabulato nella precedente tabella.

1.7 Verifica alla deformazione

La deformazione viene calcolata adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta ai carichi indicati nella figura successiva è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata a partire dall'angolo a pari a 40° per un'ampiezza di 100 mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze [Da Deppo – Fognature 2009].

La deformazione del diametro orizzontale secondo Spangler è data dalla relazione:

$$\Delta d = \frac{QKF}{8SN + 0.061E_t}$$

in cui:

- Δd indica la deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- Q il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falda, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- K indica il coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea; si rimanda a quanto contenuto nella successiva tabella;
- F indica il coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo. Ponendo il coefficiente F pari a 1 si conduce una verifica a breve termine mentre per condurre verifiche a lungo termine (2 – 5 anni dalla posa) si adotta un coefficiente F pari a 2;
- SN indica la rigidezza anulare della tubazione [kN/m²];
- E_t indica il modulo di elasticità del terreno di rinfianco secondo Winkler [kN/m²]

Nota la deformazione assoluta si calcola la deformazione relativa δ come rapporto tra Δd ed il diametro esterno DN. La verifica è superata se:

$$\delta > \delta_{LIM}$$

In cui δ_{LIM} indica la deformazione diametrale limite.

La verifica deve essere condotta sia nelle condizioni di breve che di lungo termine ricordando che per la verifica a lungo termine il coefficiente di deformazione differita deve essere posto cautelativamente pari a 2. Si sottolinea che secondo Spangler il parametro δ deve essere sempre inferiore al 5 %. Nella successiva tabella si mostrano i valori di δ_{LIM} per il PVC

Tipo UNI	Deformazione diametrale δ_{LIM}	
	Dopo 1 mese	Dopo 2 anni
303/1	5% - 8%	10%
303/2	5%	8%

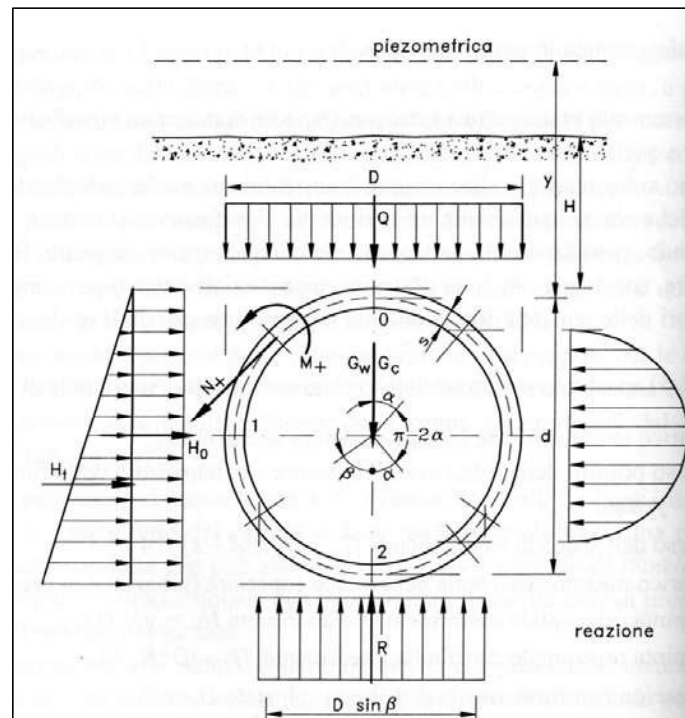


Figura 1: schema statico per una tubazione interrata [Da Deppo – Fognature 2009]

1.7.1 Moduli di elasticità del terreno di rinfianco

Nella tabella seguente si riportano alcuni moduli di elasticità E_t per alcuni tipi di terreno (rinfianco) in funzione di vari gradi di compattazione (con LL si indica il limite di liquidità).

Tipo di terreno	Materiale alla rinfusa	Compattazione		
		Leggera	Moderata	Alta
	Indice Proctor	<85%	85-94%	>95%
	Densità relativa	<40%	40-70%	>70%
Terreno coesivo LL > 50% <i>Argilla e limo ad alta plasticità</i>	0	0	0	350
Terreno coesivo LL < 50% <i>Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango</i>	350	1400	2800	7000
Terreno granulare coesivo <i>Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità</i>	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione <i>Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita</i>	700	7000	14000	21000
Rocce macinate	7000	21000	21000	21000

1.7.2 Coefficiente di sottofondo

Nella seguente tabella si riportano i valori del coefficiente di sottofondo K in funzione di diversi angoli di appoggio della tubazione sul fondo della trincea.

Angolo appoggio 2α [°]	Coefficiente sottofondo K
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.09
180	0.083

2 Verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze si inflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi ecc. [Papiri, 2008].

Il carico critico q_a può essere quindi valutato secondo la nota formula di Eulero:

$$q_a = \frac{E}{(1-\nu^2)} \left(\frac{s}{DN-s} \right)^3$$

in cui:

- q_a il carico critico di imbozzamento (buckling) [kN/m²]
- E indica il modulo elastico del materiale [kN/m²];
- ν il coefficiente di Poisson del materiale costituente il tubo [-];
- s rappresenta lo spessore del tubo [m];

In una tubazione interrata, la pressione di buckling dipende però non solamente dall'indice di rigidezza della tubazione, ma anche dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema tubo-suolo si comporta come un'unica entità [Papiri, 2008].

La Norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione per la stima della pressione ammissibile di buckling, q_a :

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(32R_w B' E_t \frac{E_m I}{DN^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

in cui:

- q_a è la pressione ammissibile di buckling in N/m²;
- F_s indica il fattore di progettazione posto pari a 2.5;
- R_w indica il fattore di spinta idrostatica della falda pari a $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$ con H l'altezza del rinterro in cm ed H_w è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm;
- B' è il coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale) dato dalla relazione, con H espresso in m $B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0.213H}}$
- DN indica il diametro esterno della tubazione;
- E_t indica il modulo elastico del terreno di rinterro;
- E_m indica il modulo elastico del materiale che costituisce il tubo;
- I indica il momento d'inerzia del tubo.

L'espressione precedente mostra chiaramente come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in egual misura dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfiando della tubazione.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling q_a con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati valutata mediante la relazione:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN}$$

in cui:

- γ_w è il peso specifico dell'acqua;
- R_w indica il fattore di spinta idrostatica della falda pari a $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$ con H l'altezza del rinterro in cm ed H_w è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];
- DN il diametro esterno del tubo;
- Q_{st} il carico dovuto alla presenza del rinterro;
- P il carico verticale gravante sul tubo dovuto a carichi statici posti sulla superficie;
- Q_{dist} il carico verticale accidentale associato al traffico veicolare;

La verifica è positiva se risulta $\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN} \leq q_a$

3 Verifica delle sollecitazioni

Al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazioni siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice (chiave), sul fianco e al fondo. La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

Il calcolo dei momenti M e degli sforzi normali N è stato fatto nell'ipotesi che l'azione sui fianchi della condotta fosse distribuita secondo il classico trapezio di spinta.

I valori dei parametri M (momento) ed N (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di varie aperture angolari dell'appoggio o sella d'appoggio ($2\alpha = 180^\circ, 120^\circ$ e 90°) mediante le relazioni riportate in tabella [Da Deppo – Fognature 2009].

Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per diverse ampiezze d'appoggio							
CARICHI	Angolo appoggio [°]	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G _c	180°	-0.027G _c	+0.250G _c	+0.027G _c	+0.028G _c d	-0.031G _c d	+0.035G _c d
	120°	-0.040G _c	+0.250G _c	+0.040G _c	+0.030G _c d	-0.035G _c d	+0.042G _c d
	90°	-0.053G _c	+0.250G _c	+0.053G _c	+0.033G _c d	-0.039G _c d	-0.051G _c d
Peso dell'acqua Q _a	180°	-0.186 Q _a	-0.068 Q _a	-0.451 Q _a	+0.028 Q _a d	-0.031 Q _a d	+0.035 Q _a d
	120°	-0.199 Q _a	-0.068 Q _a	-0.438 Q _a	+0.030 Q _a d	-0.035 Q _a d	+0.042 Q _a d
	90°	-0.212 Q _a	-0.068 Q _a	-0.424 Q _a	+0.033 Q _a d	-0.039 Q _a d	+0.051 Q _a d
Carico verticale uniforme Q	180°	0	+0.50 Q	0	+0.063 Qd	-0.063Qd	+0.063Qd
	120°	-0.013 Q	+0.50 Q	+0.013 Q	+0.066 Qd	-0.066Qd	+0.069Qd
	90°	-0.027 Q	+0.50 Q	+0.027 Q	+0.069Qd	-0.070Qd	+0.078Qd
Spinta H _o	-	+0.5H _o	0	+0.5H _o	-0.063 H _o d	+0.063 H _o d	-0.063 H _o d
Spinta H _t	-	+0.313 H _t	0	+0.687 H _t	-0.052 H _t d	+0.063 H _t d	-0.073 H _t d

in cui:

- G_c indica il peso proprio del tubo calcolato secondo la relazione $G_c = \gamma_c \pi s D_m$ in cui s indica lo spessore della tubazione, D_m il diametro della fibra media e γ_c il peso specifico del materiale che costituisce il tubo;
- Q_a [kN/m] indica il peso dell'acqua contenuto all'interno del tubo nell'ipotesi di completo riempimento. Si calcola con la relazione $Q_a = 7.70 D_i^2$ in cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].
- Q indica il carico totale verticale dato dalla somma del carico associato al rinterro e dei carichi accidentali (veicoli + carichi statici distribuiti + carico idrostatico). Si rimanda a quanto contenuto in precedenza [kN/m];
- H_o [kN/m] indica la reazione uniformemente distribuita data da $H_o = \gamma H D N k_a$ in cui k_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $k_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$; DN il diametro esterno del tubo ed H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ indica il peso specifico del terreno di rinterro.

- H_t indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a $H_t = \gamma D^2 K_a / 2$ in cui k_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $k_a = tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$; DN il diametro esterno del tubo ed H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ indica il peso specifico del terreno di rinterro.

Noti i valori degli sforzi normali N e del momento flette M per le tre sezioni indicate in precedenza si procede al calcolo delle tensioni all'estradosso e all'intradosso della tubazione rispettivamente indicati con σ_e e σ_i mediante le relazioni:

- $\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2}$ con s che indica lo spessore della tubazione;
- $\sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$;

Ai fini della verifica i valori così ottenuti sono da confrontare con quelli ammissibili per il materiale che costituisce la tubazione oggetto di verifica.

3.1 Calcolo della reazione laterale del terreno

L'ovalizzazione del tubo indotta dai carichi che gravano su di esso è contrastata dal contenimento laterale fornito dal terreno. La pressione laterale uniformemente distribuita su una corda avente angolo al centro pari a 90° è calcolabile mediante la seguente relazione:

$$r_t = \frac{(q_{st} + \sigma_z + q_s + q_{idr}) c_r DN^4}{c_r DN^4 + 18.3 E_m s^3}$$

in cui:

- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m²];
- q_{st} indica la pressione esercitata dal rinterro [kN/m²];
- σ_z indica la pressione associata al carico veicolare [kN/m²];
- q_s indica la pressione associata ai carichi statici distribuiti [kN/m²];
- q_{idr} indica la pressione idrostatica [kN/m²];
- c_r rappresenta il coefficiente di rigidità del terreno [N/cm³] pari a $c_r = f_c H$ con H l'altezza del terreno valutata rispetto all'estradosso del tubo [m] mentre f_c esprime il fattore di compattazione del terreno i cui valori sono riportati nella tabella successiva in funzione di diversi gradi di compattazione;
- DN indica il diametro esterno del tubo [mm];
- E_m indica il modulo di elasticità del materiale a lungo termine [kN/m²];

- s indica lo spessore del tubo [m].

La forza di reazione laterale R_t è data dalla relazione:

$$R_t = \frac{\sqrt{2}}{2} r_t DN$$

In cui:

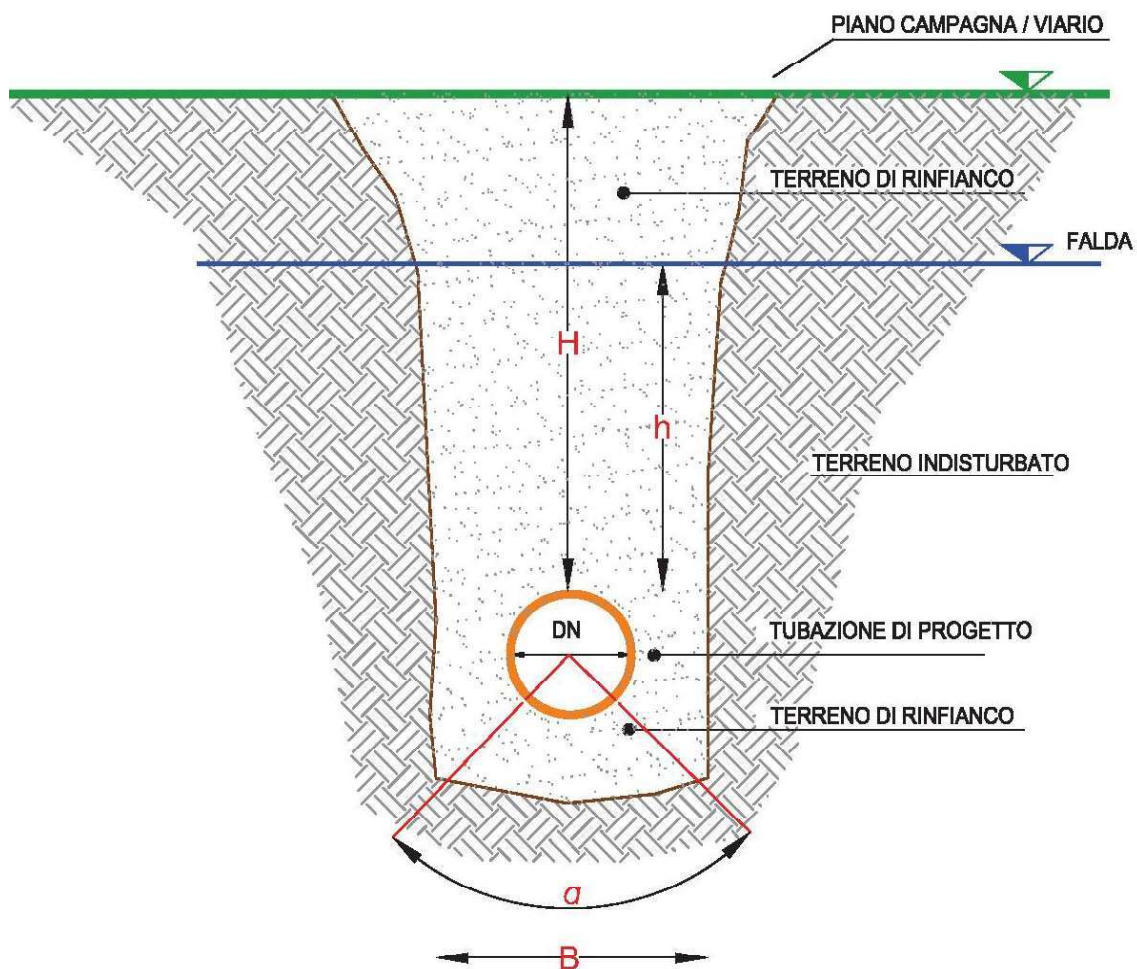
- R_t indica la forza laterale del terreno [kN/m];
- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m²];
- DN è il diametro esterno della tubazione [m].

3.1.1 Fattore di compattazione del terreno

Nella tabella seguente si mostrano i valori del parametro f_c in funzione di diversi gradi di compattazione del terreno di rinfiacco.

Grado di compattazione	f_c
Assente	1 -- 5
scarso	6 -- 10
Moderato	11 -- 13
Buono	14 -- 20

4 Schema trincea adottato nel codice di calcolo



LEGENDA DATI DI INPUT

B : larghezza dello scavo [m]
 H : altezza dello scavo dall'estradosso del tubo [m]
 h : altezza della falda dall'estradosso del tubo [m]
 DN : diametro del tubo [mm]
 α : angolo di supporto [°]

5 Risultati del calcolo

Si riassumono nel seguito i principali risultati della verifica statica.

Verifica Statica della tubazione:21 - 35			
Materiale	-	-	PEAD-UNI 12666
Diametro Esterno	DN/De	mm	315
Rigidezza Anulare	SN	kN/m ²	8
Modulo di elasticità breve termine	Embp	KN/m ²	900000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	KN/m ²	225000
Larghezza trincea	B	m	1,1
Profondità trincea da estradosso del tubo	H	m	0,98
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto sciolto
Tipologia del terreno di rinfianco			Sabbia secca
Peso specifico rinterro	gt	kN/m ³	15
Angolo di attrito interno	j	°	15
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m	-	0,268
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			Leggera - <85%
Modulo di elasticità terreno	Et	kN/m ²	2800
Altezza della falda sulla tubazione	h	m	0
Peso specifico sommerso del riempimento	g'	m	15,9
Tipo di trincea (norma UNI7517)			Trincea larga
Calcolo del carico statico			
Coeff. di spinta attiva	Ka	-	0,589
Coeff. di carico statico (coeff di Marston)	Ct	-	0,777
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	4,631
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m ²	17,294
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0,625
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m ²	0
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT60
Carico	P	kN	100
Coeff. Incremento	F	-	1,306

Verifica Statica Algopipe 3.0

Pressione dinamica	Sz	kN/m ²	53,938
Carico dinamico	Qdin	kN/m	22,192
Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	0
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	0
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	0
Coefficiente	b	-	0,85
Pressione statica	Qs	kN/m	0
Sovraccarico distribuito	P	kN	0
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	4,631
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0,625
Carico dinamico	Qdin	kN/m	22,192
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0
Carico totale	Qtot	kN/m	27,448
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	1
Deformazione assoluta	d	mm	11,222
Deformazione relativa	S	%	3,563
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	2
Deformazione assoluta	d	mm	22,444
Deformazione relativa	S	%	7,125
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	10
Verifica			Tubazione verificata
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs	-	1,3
Fattore di spinta idrostatica	Rw	-	1
Coefficiente empirico supporto elastico	B	-	0,235

Verifica Statica Algopipe 3.0

Coefficiente di Poisson	v	-	0,4
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	Qa	kN/m2	317,981
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Qa	kN/m2	158,99
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Pest	kN/m2	85,15
Verifica breve termine			Verifica Positiva
Verifica lungo termine			Verifica Positiva
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	2,726
Spinta attiva	Ht	kN	0,438
Massima Sollecitazione	St	Mpa	15,558
Sezione maggiormente sollecitata			Sezione sul fondo
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	24
Verifica			Verifica Positiva
Calcolo della reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m2	17,294
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m2	0
Pressione dinamica	sz	kN/m2	53,938
Pressione statica	qs	kN/m2	0
Coefficiente rigidità del terreno	cr	N/cm3	7,84
Fattore di compattazione del terreno	fc	-	8
Pressione laterale del terreno a breve termine	rt	kN	41,411
Reazione laterale del terreno a breve termine	Rt	kN	9,224
Pressione laterale del terreno a lungo termine	rt	kN	60,365
Reazione laterale del terreno a lungo termine	Rt	kN	13,446

Verifica Statica della tubazione:21 - 35			
Materiale	-	-	PVC-UNI EN 1401
Diametro Esterno	DN/De	mm	160
Rigidezza Anulare	SN	kN/m ²	8
Modulo di elasticità breve termine	Embp	KN/m ²	3000000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	KN/m ²	1500000
Larghezza trincea	B	m	0,8
Profondità trincea da estradosso del tubo	H	m	0,48
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto compatto
Tipologia del terreno di rinfiacco			Sabbia secca
Peso specifico rinterro	gt	kN/m ³	15
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m	-	0,649
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			Alta - >95%
Modulo di elasticità terreno	Et	kN/m ²	14000
Altezza della falda sulla tubazione	h	m	0
Peso specifico sommerso del riempimento	g'	m	15,9
Tipo di trincea (norma UNI7517)			Trincea larga
Calcolo del carico statico			
Coeff. di spinta attiva	Ka	-	0,295
Coeff.di carico statico (coeff di Marston)	Ct	-	0,536
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	1,152
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m ²	8,471
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0,175
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m ²	0
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT60
Carico	P	kN	100
Coeff. Incremento	F	-	1,625

Pressione dinamica	Sz	kN/m ²	113,807
Carico dinamico	Qdin	kN/m	29,59
Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	0
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	0
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	0
Coefficiente	b	-	0,85
Pressione statica	Qs	kN/m	0
Sovraccarico distribuito	P	kN	0
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	1,152
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0,175
Carico dinamico	Qdin	kN/m	29,59
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0
Carico totale	Qtot	kN/m	30,917
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	1
Deformazione assoluta	d	mm	3,233
Deformazione relativa	S	%	2,021
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	2
Deformazione assoluta	d	mm	6,466
Deformazione relativa	S	%	4,041
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	10
Verifica			Tubazione verificata
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs	-	1,3
Fattore di spinta idrostatica	Rw	-	1
Coefficiente empirico supporto elastico	B	-	0,217

Coefficiente di Poisson	v	-	0,38
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	Qa	kN/m2	603,564
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Qa	kN/m2	426,784
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Pest	kN/m2	192,137
Verifica breve termine			Verifica Positiva
Verifica lungo termine			Verifica Positiva
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	0,34
Spinta attiva	Ht	kN	0,057
Massima Sollecitazione	St	Mpa	100,72
Sezione maggiormente sollecitata			Sezione sul fondo
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	47
Verifica			Verifica Negativa
Calcolo della reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m2	8,471
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m2	0
Pressione dinamica	sz	kN/m2	113,807
Pressione statica	qs	kN/m2	0
Coefficiente rigidità del terreno	cr	N/cm3	7,2
Fattore di compattazione del terreno	fc	-	15
Pressione laterale del terreno a breve termine	rt	kN	55,38
Reazione laterale del terreno a breve termine	Rt	kN	6,266
Pressione laterale del terreno a lungo termine	rt	kN	76,234
Reazione laterale del terreno a lungo termine	Rt	kN	8,625

Verifica Statica della tubazione:21 - 35			
Materiale	-	-	PVC-UNI EN 1401
Diametro Esterno	DN/De	mm	200
Rigidezza Anulare	SN	kN/m ²	8
Modulo di elasticità breve termine	Embp	KN/m ²	3000000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	KN/m ²	1500000
Larghezza trincea	B	m	0,9
Profondità trincea da estradosso del tubo	H	m	0,33
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto compatto
Tipologia del terreno di rinfiacco			Sabbia secca
Peso specifico rinterro	gt	kN/m ³	15
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m	-	0,649
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			Alta - >95%
Modulo di elasticità terreno	Et	kN/m ²	14000
Altezza della falda sulla tubazione	h	m	0
Peso specifico sommerso del riempimento	g'	m	15,9
Tipo di trincea (norma UNI7517)			Trincea larga
Calcolo del carico statico			
Coeff. di spinta attiva	Ka	-	0,295
Coeff. di carico statico (coeff di Marston)	Ct	-	0,342
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	0,99
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m ²	5,824
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0,273
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m ²	0
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT60
Carico	P	kN	100
Coeff. Incremento	F	-	1,909

Pressione dinamica	Sz	kN/m ²	168,422
Carico dinamico	Qdin	kN/m	64,307
Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	0
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	0
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	0
Coefficiente	b	-	0,85
Pressione statica	Qs	kN/m	0
Sovraccarico distribuito	P	kN	0
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	0,99
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0,273
Carico dinamico	Qdin	kN/m	64,307
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0
Carico totale	Qtot	kN/m	65,569
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	1
Deformazione assoluta	d	mm	6,857
Deformazione relativa	S	%	3,428
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	2
Deformazione assoluta	d	mm	13,714
Deformazione relativa	S	%	6,857
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	10
Verifica			Tubazione verificata
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs	-	1,3
Fattore di spinta idrostatica	Rw	-	1
Coefficiente empirico supporto elastico	B	-	0,211

Coefficiente di Poisson	v	-	0,38
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	Qa	kN/m2	599,843
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Qa	kN/m2	424,153
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Pest	kN/m2	326,483
Verifica breve termine			Verifica Positiva
Verifica lungo termine			Verifica Positiva
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	0,292
Spinta attiva	Ht	kN	0,088
Massima Sollecitazione	St	Mpa	170,43
Sezione maggiormente sollecitata			Sezione sul fondo
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	47
Verifica			Verifica Negativa
Calcolo della reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m2	5,824
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m2	0
Pressione dinamica	sz	kN/m2	168,422
Pressione statica	qs	kN/m2	0
Coefficiente rigidità del terreno	cr	N/cm3	4,95
Fattore di compattazione del terreno	fc	-	15
Pressione laterale del terreno a breve termine	rt	kN	71,894
Reazione laterale del terreno a breve termine	Rt	kN	10,167
Pressione laterale del terreno a lungo termine	rt	kN	101,789
Reazione laterale del terreno a lungo termine	Rt	kN	14,395

CONCLUSIONI

Per le verifiche sono state analizzate le condizioni di carico e di posa peggiori per le tubazioni, e, come visibile dai risultati del calcolo, il collettore in PEAD a DN315 risulta verificato.

I collettori in PVC SN8, tuttavia, poiché scontano ricoprimenti esigui in sede di attraversamento stradale per veicolare i flussi al fosso disperdente sul lato opposto della viabilità dove sono posate le caditoie, non risultano verificati al calcolo per il massimo sforzo di trazione. È questa la ragione per cui sono state “protette” le suddette tubazioni per mezzo di un bauletto in CLS 12/15 con rete elettrosaldata in acciaio Ø10 passo 10 cm.

Riferimenti bibliografici

- Da Deppo, Datei, (2009): Fognature. Edizioni Cortina, Padova
- Da Deppo, Datei, Fiorotto, Saladini (2003): Acquedotti. Edizioni Cortina, Padova
- Milano, (1996): Acquedotti. Hoepli, Milano
- Pavan, Frassine (2006): Tubazioni in polietilene per il trasporto di acqua. Springer, Milano
- Salvini, Soma (2007): Impianti idrici negli edifici. Hoepli, Milano
- CSDU (1997): Sistemi di Fognatura. Manuale di Progettazione. Hoepli, Milano
- Rimoldi (2010): Ingegneria Idraulica Urbana. Maggioli Editore.
- Becciu, Paoletti (2005), Esercitazioni di costruzioni idrauliche, Edizioni CEDAM, Milano
- Usai (2008): Manuale di idrologia per la progettazione. Hoepli, Milano
- Centro Informazione sul PVC (2005): le condotte in PVC.
- A. P. Moser Steven Folkman, Buried Pipe Design, Utah State University Logan, Utah
- Spangler (1948), Underground Conduits. An appraisal of modern research ASCE
- Lancellota (1997), Geotecnica. Zanichelli

Riferimenti Normativi

- UNI EN 1295-1: 1999 Progetto strutturale di tubazioni interrate sottoposte a differenti condizioni di carico – Requisiti generali
- ASTM D7380 – 08 Standard Test Method for Soil Compaction Determination at Shallow Depths Using 5 lb (2.3 kg) Dynamic Cone Penetrometer
- UNI EN 1329 : 2000 “Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi (a bassa ed alta temperatura) all'interno dei fabbricati - Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U)”;
- UNI 7613 : 1976 “Tubi di polietilene ad alta densità per condotte di scarico interrate”;
- UNI 9032 “Tubi di resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV)”.
- UNI EN 14364: 2009 Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi con o senza pressione - Materie plastiche termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV) a base di resina poliestere insatura (UP) - Specifiche per tubi, raccordi e giunzioni
- UNI EN1401: Tubi e raccordi di PVC rigido per condotte di scarico interrate (tipi, dimensioni e requisiti);
- PR EN13476 : Tubi strutturali in PVC rigido per condotte di scarico interrate
- UNI ISO/TR 7473: Tubi e raccordi di PVC rigido - Resistenza chimica nei confronti dei fluidi.
- ISO/DTR 7073: Raccomandazioni per la posa di condotte interrate di PVC (1983);
- ISO/TC 138/1062: Tubi in plastica non a pressione. Metodi di calcolo per tubi flessibili interrati.
- D.M. 22 gennaio 2008, n.° 37 "Regolamento concernente l'attuazione dell'articolo 11-quaterdecies, comma 13, lettera a) della legge n. 248 del 2 dicembre 2005, recante riordino delle disposizioni in materia di attività di installazione degli impianti all'interno degli edifici", art. 5 c.3
- UNI EN 12056-1 “Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Requisiti generali e prestazioni”
- UNI EN 12056-3 “Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo”
- UNI EN 612 “Canali di gronda e pluviali di lamiera metallica. Definizioni, classificazioni e requisiti”

- UNI EN 13476-1:2008 Sistemi di tubazioni di materia plastica per connessioni di scarico e collettori di fognatura interrati non in pressione - Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato(PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) - Parte 1: Requisiti generali e caratteristiche prestazionali
- UNI EN 12666-1:2011 Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Polietilene (PE) - Parte 1: Specifiche per i tubi, i raccordi e il sistema
- UNI EN 1519-1 Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi all'interno di fabbricati – Polietilene (PE) – specificazioni per i tubi, i raccordi e il sistema
- UNI En 1453-1:2001 - Sistemi di tubazioni di materia plastica con tubi a parete strutturata per scarichi (a bassa e alta temperatura) all'interno dei fabbricati. Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U). Specifiche per i tubi, i raccordi ed il sistema.
- UNI 10972:2006 - Tubi di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U) per ventilazione e trasporto interrato di acqua piovane
- UNI 10968:2005 “Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE)”
- prEN 13476 “Plastics piping systems for non-pressure underground drainage and sewerage – Structured wall piping systems of unplasticized poly(vinyl chloride) (PVC-U), polypropylene (PP) and polyethylene (PE)”
- I.I.P. (1984): Installazione delle fognature in PVC – Pubblicazione n.3, novembre
- ANSI AWWA C950-88 (1988) – AWWA Standard for fiberglass pressure pipes – American Water Works Association, Denver, Colorado
- Ministère de l'équipement, du logement e des transports (1992) – Ouvrages d'assainissement, Fascicule n. 70 – Gennaio
- Fiberglass Pipe Design AWWA MANUAL M45 American Water Works Association 1999

ALLEGATO 2

-

Verifica statica delle tubazioni rigide interrate

SOMMARIO

1. PREMESSA.....	3
2. VERIFICA DELLE TUBAZIONI.....	3
3. CARICHI STATICI- CARICO DEL TERRENO	4
4. CARICHI DINAMICI- CARICO DOVUTO AL TRAFFICO	4
5. COEFFICIENTI DI POSA.....	5
6. CALCOLI EFFETTUATI	5
7. APPENDICE.....	7

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda la verifica statica delle tubazioni previste dal progetto, nelle reali condizioni di esercizio in cui si troveranno a funzionare.

La verifica riguarda la tubazione in gres con diametro \varnothing 30 cm.

Le situazioni di posa, data la lunghezza dei collettori, riguardano principalmente una collocazione al di sotto della viabilità di progetto, con il normale traffico stradale e quindi più sollecitate meccanicamente.

2. VERIFICA DELLE TUBAZIONI

La verifica statica per le condotte in progetto sarà effettuata confrontando il carico reale che tali condotte devono sopportare con il carico di rottura determinato dalle prove sui materiali.

Per il carico di rottura delle tubazioni si farà riferimento alle norme UNI-EN 295 per i tubi in GRES.

Per verifica a rottura delle tubazioni si è seguita la procedura riportata sul "Manuale di trattamento delle acque di scarico" di K. Imhoff e K.R. Imhoff.

In pratica, deve essere verificata in ogni condizione la relazione:

$$FN \geq Po$$

dove:

FN = carico massimo sopportabile dalla tubazione di progetto (t/m).

Si sono assunti i carichi a rottura secondo la norma UNI-EN 295-1.

La "classe" delle tubazioni in gres è conforme alle norme UNI-EN 295-1.

Po = carico massimo di esercizio previsto dal progetto in condizioni di sicurezza per il tubo adottato.

Il carico massimo Po dipende dalle condizioni reali di posa del tubo o dei carichi prevedibili; esso è valutabile secondo l'espressione:

$$Po = \frac{(n_1 \cdot P' + n_2 \cdot P_V)}{E_z}$$

dove:

P' Carico statico (t/m)

P_V Carico dinamico (t/m)

n₁ Coefficiente di sicurezza per i carichi statici

n₂ Coefficiente di sicurezza per i carichi dinamici

E_z Coefficiente di Posa

Il coefficiente di sicurezza dei carichi statici n₁ assume il valore di 1,5.

Il coefficiente di sicurezza dei carichi statici n₂ assume i seguenti valori:

n₂ = 1.5 per un'altezza di reinterro superiore ad 1 m

n₂ = 2 per un'altezza di reinterro minore di 1 m

3. CARICHI STATICI- CARICO DEL TERRENO

Il carico P' che deriva dal terreno, è esercitato nella trincea a livello della generatrice superiore del tubo '4si calcola con la relazione:

$$P = A \cdot \gamma \cdot b \cdot t$$

con	P	Carico del terreno al metro
	A	coefficiente di riduzione che tiene conto delle forze di attrito sulle pareti dello scavo (secondo la teoria del silos)
	γ	peso specifico del terreno di reinterro al metro cubo
	b	Larghezza dello scavo a livello della generatrice superiore (m)
	t	Altezza del reinterro (m)

I valori del coefficiente di riduzione A, che dipendono dal rapporto t/b e dal tipo di terreno, sono ricavabili dal grafico 1 riportato in Appendice

Se il terreno si costipa lateralmente si può ammettere che il peso del terreno laterale partecipi alla resistenza dell'insieme, riducendo così il carico del terreno; il carico ridotto P' è dato da:

$$P' = \left[\frac{(d_e + b)}{2 \cdot b} \right] \cdot P$$

con	P'	Carico del terreno ridotto (t/m)
	d_e	diametro esterno del tubo (m)
	b	Larghezza dello scavo a livello della generatrice superiore (m)

4. CARICHI DINAMICI- CARICO DOVUTO AL TRAFFICO

Il calcolo del carico P_v relativo al traffico viene effettuato utilizzando la teoria dell'elasticità e risulta pari [a]:

$$P_v = \varphi \cdot p_v \cdot d_e$$

con	P_v	Carico del traffico (t/m)
	φ	coefficiente dinamico e di concentrazione dei carichi
	p_v	pressione esercitata dai carichi dovuti al traffico sulla volta della condotta rapportata alla proiezione della stessa sul piano orizzontale
	d_e	diametro esterno del tubo (m)

Il coefficiente dinamico φ è funzione del reinterro sulla condotta, e secondo la norma DIN 4033, è pari a:

- per i carichi di circolazione urbana: $\varphi = 1 + \frac{0.3}{t}$

- per i carichi dovuti a ferrovie o aeroporti: $\varphi = 1 + \frac{0.6}{t}$

La pressione p_v si determina, a seconda del tipo di carico, dal grafico 2 riportato in Appendice.

5. COEFFICIENTI DI POSA

Il tipo di posa della condotta influisce sulle modalità di distribuzione dei carichi ed è valutato mediante un coefficiente chiamato "coefficiente di posa" che rappresenta il rapporto tra il sovraccarico reale che agisce sul tubo ed il sovraccarico sulla generatrice superiore del tubo determinato in fase di collaudo:

$$E_z = \frac{P_B}{P_S}$$

con E_z Coefficiente di Posa
 P_B Sovraccarico Reale (t/m)
 P_S Sovraccarico di collaudo (t/m)

Il coefficiente di posa si determina dalla Tabella 2 riportata in Appendice.

6. CALCOLI EFFETTUATI

Per la verifica statica delle tubazioni si è individuata la sezione più svantaggiata relativa alla tubazione in gres di progetto, avente diametro interno di 30 cm e ricoprimento pari ad 1,42m, corrispondente alla testa della dorsale lungo l'asse A, quindi sottoposta a carico stradale.

Il peso specifico del terreno di riporto è stato assunto cautelativamente pari a 2 t/mc.

Il coefficiente dinamico φ è stato determinato utilizzando la relazione valida per i carichi di circolazione urbana:

$$\varphi = 1 + \frac{0.3}{t}$$

I coefficienti di sicurezza sono stati assunti pari a:

$n_1 = 1.5$ per il coefficiente relativo ai carichi statici

$n_2 = 1.5$ per il coefficiente relativo ai carichi dinamici.

I calcoli sviluppati in base alle relazioni descritte in precedenza, sono stati sintetizzati nella tabella riportata i seguito, dove, all'ultima colonna, è evidenziata la verifica positiva.

TUBAZIONE						POSA	
Materiale	Diametro nominale (DN)	Diametro interno (di)	Diametro esterno (de)	Classe di resistenza	Resistenza massima alla compressione (FN)	Situazione di posa (carico accidentale)	Coefficiente di posa (E_z)
	mm	mm	mm	kN/m ²	kN/m		
GRES	300	293	300	160	48	60t per asse	1,80

ELEMENTI DI CALCOLO			SCAVO			
Tipo di materiale per il rinfiacco	Stato di compattamento del terreno	Peso specifico terreno di ricoprimento	Profondità fondo condotta	Ricoprimento estradosso	Larghezza scavo (b)	Coefficiente di attrito del terreno (A)
		kN/m ³	m	m	m	
Terra argillosa	Compattato	20	1,72	1,42	1,45	0,84

RISULTATI DI CALCOLO					
Carico statico (P o P')	Coefficiente di sicurezza carico statico (n1)	Carico dinamico (Pv)	Coefficiente di sicurezza carico dinamico (n2)	Carico complessivo agente sulla tubazione (Po)	Coefficiente di sicurezza generale (cs)
kN/m		kN/m		kN/m	
20,87	1,50	11,63	1,50	48,75	1,50

VERIFICA			
Verifica della resistenza a compressione			
Po * cs / Ez < FN			
40,63	<	48,00	VERIFICATO

7. APPENDICE

GRAFICO 1

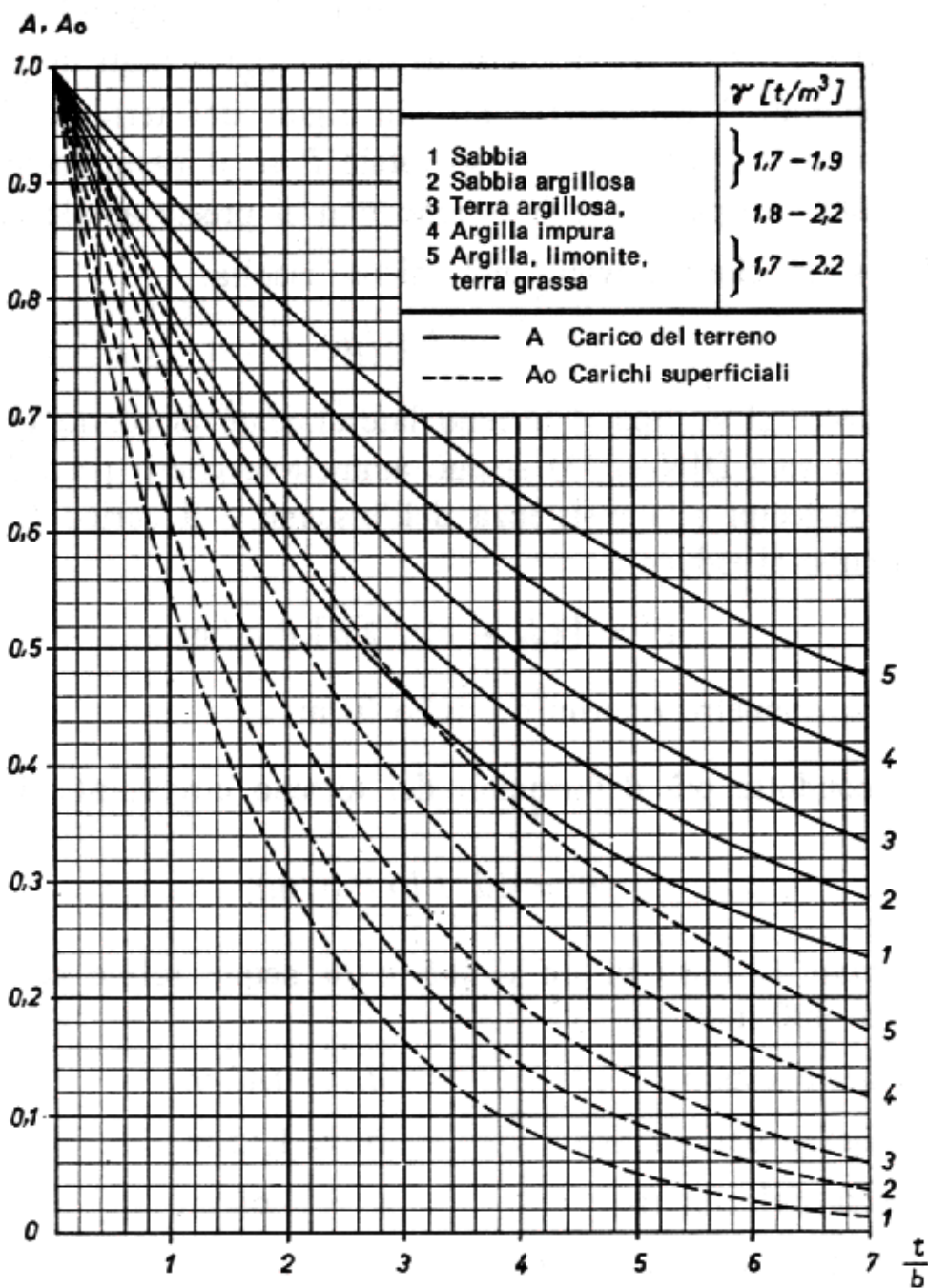


GRAFICO 2

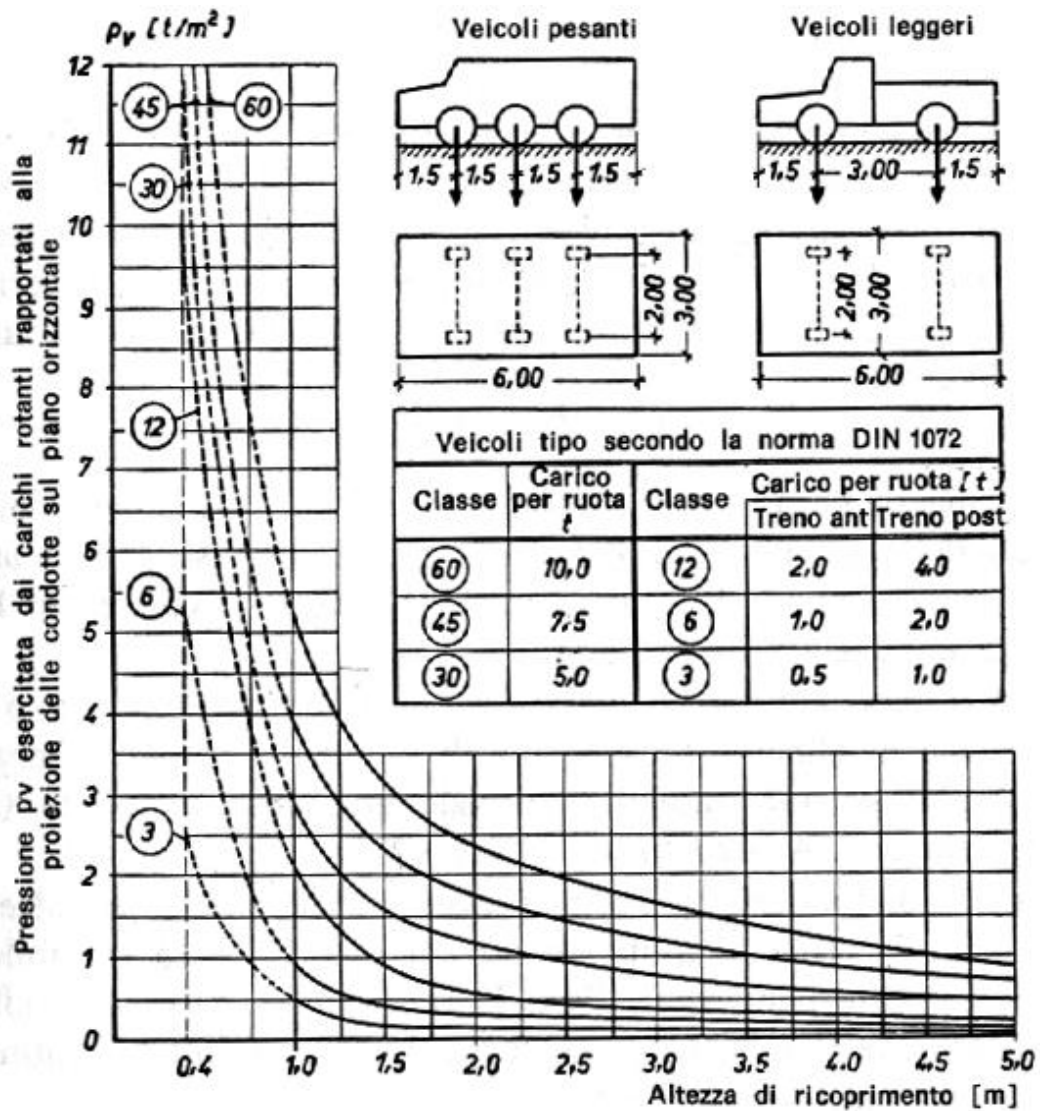


TABELLA 1

condizioni di installazione

