

Provincia di Brescia

Settore EDILIZIA SCOLASTICA E DIREZIONALE

Ufficio Progettazione Edilizia Scolastica e Direzione dei Lavori

Edificio scolastico:

L.S. "Leonardo"

Ubicazione:

Comune di Brescia, via Balestrieri, 6

Intervento:

**Liceo "Leonardo", in comune di Brescia
Lavori di sistemazioni aree esterne e di
completamento palestra.**

CUP H82G20000020003

Oggetto:

**Invarianza idraulica
Relazione tecnica specialistica**

scala:

-

Numero tavola:

DI1

Il Direttore del Settore Edilizia Scolastica e Direzionale:

Dott. Arch. Giovan Maria Mazzoli

R.U.P.:

Arch. Daniela Massarelli

Progettista:

Geom. Matteo Furloni

Direttore Lavori:

Collaboratori:

Progettista Strutture:

Coordinatore Sicurezza:

Geom. Matteo Furloni

Nome File:

Redatto da:

Verificato da:

Geom. Matteo Furloni

Data:

Data e Numero Revisione:

Gennaio 2022

AREA DEL
TERRITORIO



Progetto Esecutivo

SOMMARIO

1.	PREMESSA.....	2
	1.1. Normativa di riferimento.....	3
	1.1.1. Regolamento Regionale n° 7 del 23 Novembre 2017.....	3
2.	PROCEDIMENTO	11
	2.1. Inquadramento territoriale	11
	2.2. Inquadramento meteorologico.....	20
	2.3. Caratterizzazione del sito – Legge invarianza idraulica.....	23
	2.4. Calcolo delle precipitazioni di progetto a tempo di ritorno fissato.....	29
	2.5. Approccio metodologico agli interventi	35
	2.6. Acque di prima pioggia	39
	2.7. Calcolo interventi in progetto	39
	2.8. Condotte di recapito acque meteoriche	40
	2.9. Volumi di sedimentazione	48
	2.10. Pozzi perdenti	56
3.	VERIFICHE	62
	3.1. Condotte T=100 anni	62
	3.2. Pozzi perdenti T=100 anni	67
3.3.	Verifica statica delle tubazioni flessibili	70
	3.3.1. Premessa	70
	3.3.2. Analisi dei carichi	71
	3.3.3. Risultati delle verifiche tubi flessibili.....	86
4.	Calcolo interventi di progetto (acque reflue)	89
	4.1. Determinazione portate acque reflue.....	90
	CONCLUSIONI.....	98

1. PREMESSA

Si presenta nel proseguo la Relazione di progetto recante le valutazioni ed i calcoli redatti seguendo i principi di invarianza idraulica, per quanto concerne l'intervento di:

"LAVORI DI SISTEMAZIONE AREE ESTERNE E DI COMPLETAMENTO PALESTRA - L.S. LEONARDO" con ubicazione in Comune di Brescia, Via Balestrieri n. 6.

Viene redatta in conformità del Regolamento Regionale (Regione Lombardia) n° 7 del 23 Novembre 2017 e sm.i., recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'art. 58 bis della Legge Regionale 11 marzo 2005, n°12 (legge per il governo del territorio).

L'art. 1 (Oggetto e ambiti di applicazione) del Regolamento citato infatti definisce come:

<< Al fine di perseguire l'invarianza idraulica e idrologica delle trasformazioni d'uso del suolo e di conseguire, tramite la separazione e gestione locale delle acque meteoriche a monte dei ricettori, la riduzione quantitativa dei deflussi, il progressivo riequilibrio del regime idrologico e idraulico e la conseguente attenuazione del rischio idraulico, nonché la riduzione dell'impatto inquinante sui corpi idrici ricettori tramite la separazione e la gestione locale delle acque meteoriche non esposte ad emissioni e scarichi inquinanti, il presente regolamento definisce, in attuazione dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio), criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica e idrologica e, in particolare, disciplina l'applicazione dei principi di invarianza idraulica e idrologica agli interventi di cui all'articolo 58 bis, comma 2, della l.r. 12/2005, con le specificità di cui all'articolo 3, nonché i criteri e i metodi per la disciplina, nei regolamenti edilizi, delle modalità per il conseguimento dell'invarianza idraulica e idrologica, ai sensi dell'articolo 58 bis, comma 4, della l.r. 12/2005.>>

Pertanto la presente trattazione riguarda la verifica del sistema di smaltimento delle acque meteoriche inerenti le opere in oggetto, al fine di esaminare la gestione controllo e compatibilità dello smaltimento dei volumi nel rispetto delle indicazioni normative.

1.1. Normativa di riferimento

1.1.1. Regolamento Regionale n° 7 del 23 Novembre 2017

Si riportano gli estratti di interesse della normativa di settore, per individuare il caso in esame (evidenziatura in grassetto) e gli approfondimenti progettuali richiesti, che verranno sviluppati con i relativi calcoli nel proseguo della trattazione.

Art. 3 (Interventi richiedenti le misure di invarianza idraulica e idrologica)

[...] 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

[...] 2. 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;*

*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;*

Art. 5 (Sistemi di controllo e gestione delle acque pluviali)

*[...] 1. Il controllo e la gestione delle acque pluviali è effettuato, ove possibile, mediante sistemi che **garantiscono l'infiltrazione**, l'evapotraspirazione e il riuso.*

[...] 3. Lo smaltimento dei volumi invasati deve avvenire secondo il seguente ordine decrescente di priorità:

- a) mediante il riuso dei volumi stoccati, in funzione dei vincoli di qualità e delle effettive possibilità, quali innaffiamento di giardini, acque grigie e lavaggio di pavimentazioni e auto;*
- b) mediante **infiltrazione nel suolo o negli strati superficiali del sottosuolo**, compatibilmente con le caratteristiche pedologiche del suolo e idrogeologiche del sottosuolo, con le normative ambientali e sanitarie e con le pertinenti indicazioni contenute nella componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio (PGT) comunale;*
- c) scarico in corpo idrico superficiale naturale o artificiale, con i limiti di portata di cui all'articolo 8;*
- d) scarico in fognatura, con i limiti di portata di cui all'articolo 8.*

Art. 7 (Individuazione degli ambiti territoriali di applicazione)

[...] 3. In considerazione di quanto disposto al comma 2, il territorio regionale è suddiviso nelle seguenti tipologie di aree, in funzione del livello di criticità idraulica dei bacini dei corsi d'acqua ricettori:

a) **aree A, ovvero ad alta criticità idraulica:** aree che comprendono i territori dei comuni, elencati nell'allegato C, ricadenti, anche parzialmente, nei bacini idrografici elencati nell'allegato B;

b) **aree B, ovvero a media criticità idraulica:** aree che comprendono i territori dei comuni, elencati nell'allegato C, non rientranti nelle aree A e ricadenti, anche parzialmente, all'interno dei comprensori di bonifica e Irrigazione;

c) **aree C, ovvero a bassa criticità idraulica:** aree che comprendono i territori dei comuni, elencati nell'allegato C, non rientranti nelle aree A e B.

[...] 6. La suddivisione del territorio regionale nelle tre tipologie di aree di cui al comma 3 si applica, altresì, ai fini dell'attuazione del Programma di Tutela e Uso delle Acque (PTUA), di cui all'articolo 45 della l.r. 26/2003.

Art. 9 (Classificazione degli interventi richiedenti misure di invarianza idraulica e idrologica e modalità di calcolo)

[...] 1. Ai fini dell'individuazione delle diverse modalità di calcolo dei volumi da gestire per il rispetto del principio di invarianza idraulica e idrologica, gli interventi di cui all'articolo 3 richiedenti misure di invarianza idraulica e idrologica sono suddivisi nelle classi di cui alla **tabella 1**, a seconda della **superficie interessata** dall'intervento e del **coefficiente di deflusso medio ponderale**, calcolato ai sensi dell'articolo 11, comma 2, lettera c), numero 7). Ai fini della definizione della superficie interessata dall'intervento, lo stesso deve essere considerato nella sua unitarietà e non può essere frazionato.

Tabella 1

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

Art. 11 (Metodologia di calcolo delle misure di invarianza idraulica e idrologica per il rispetto dei limiti allo scarico in caso di interventi di impermeabilizzazione potenziale media o alta ricadenti negli ambiti territoriali di criticità media o alta)

[...] 2. Nella redazione del progetto di invarianza idraulica e idrologica di cui all'articolo 10 devono essere rispettati i seguenti elementi:

a) tempi di ritorno di riferimento:

- ***T = 50 anni: tempo di ritorno da adottare per il dimensionamento delle opere di invarianza idraulica e idrologica per un accettabile grado di sicurezza delle stesse, in considerazione dell'importanza ambientale ed economica degli insediamenti urbani;***
- ***T = 100 anni: tempo di ritorno da adottare per la verifica dei franchi di sicurezza delle opere come sopra dimensionate; il medesimo tempo di ritorno è adottato anche per il dimensionamento e la verifica delle eventuali ulteriori misure locali anche non strutturali di protezione idraulica dei beni insediati, quali barriere e paratoie fisse o rimovibili a difesa di ambienti sotterranei, cunette di drenaggio verso recapiti non pericolosi;***

b) *calcolo delle precipitazioni di progetto: i parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica per la determinazione delle precipitazioni di progetto da assumere sono quelli riportati da **ARPA Lombardia** per tutte le località del territorio regionale;*

c) *calcolo del processo di infiltrazione:*

- *nella progettazione degli interventi di invarianza idraulica e idrologica è necessario analizzare i processi di interscambio che intervengono durante i fenomeni piovosi intensi tra la superficie del suolo e il sistema idrico sotterraneo per **valutare la soggiacenza della superfice piezometrica** rispetto al piano campagna.*

Se la falda più superficiale è a quota sufficientemente inferiore al piano campagna è possibile infiltrare una parte dell'afflusso meteorico, in funzione della capacità di infiltrazione del suolo.

- *il progetto di invarianza idraulica e idrologica di cui all'articolo 10 deve valutare anche se l'infiltrazione di una parte dell'afflusso meteorico è possibile o invece è da escludere in funzione:*
 - *della qualità delle acque meteoriche di cui si prevede l'infiltrazione in relazione alla loro compatibilità con la tutela qualitativa delle falde;*
 - *della stabilità dei versanti o del sottosuolo. Il progetto deve accertare che le infiltrazioni non contribuiscano all'instabilità di versanti franosi o alla formazione, all'ampliamento o al collasso di cavità sotterranee, quali gli occhi pollini;*
 - *della possibile interferenza con le fondazioni o anche i piani interrati degli edifici esistenti;*

*[...] 3. l'analisi dell'infiltrabilità dei deflussi superficiali deve basarsi sulle conoscenze e su quanto previsto dagli strumenti di pianificazione regionali e provinciali di settore, nonché nella **componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del comune;***

[...] 4. nel calcolo del processo di infiltrazione devono essere adottati valori cautelativi dei coefficienti di permeabilità che tengano conto della **progressiva tendenza all'intasamento** dei materassi permeabili e conseguente riduzione dei coefficienti di permeabilità. Per tale coefficiente devono conseguentemente assumersi nel progetto valori idonei a rappresentare condizioni di permeabilità a lungo termine. Il calcolo deve tenere conto:

- dei volumi di laminazione necessari durante i transitori di pioggia intensa, in cui occorre determinare cautelativamente la portata possibile di infiltrazione durante il breve termine dell'evento meteorico;
- della portata possibile di infiltrazione al di fuori dei transitori di pioggia, per valutare il tempo di svuotamento nel sottosuolo delle strutture di infiltrazione;

d) calcolo dell'idrogramma netto:

la valutazione delle perdite idrologiche per il calcolo dell'idrogramma netto di piena in arrivo nell'opera di laminazione o nell'insieme delle opere di laminazione, può essere effettuata anche in via semplificata adottando i seguenti **valori standard del coefficiente di deflusso**, in luogo del calcolo dell'infiltrazione come da Allegato F:

- **pari a 1** per tutte le sotto-aree interessate da tetti, coperture, e pavimentazioni continue di strade, vialetti, parcheggi;
- **pari a 0,7** per i tetti verdi, i giardini pensili e le aree verdi sovrapposti a solette comunque costituite, per le aree destinate all'infiltrazione delle acque gestite ai sensi del presente regolamento e per le pavimentazioni discontinue drenanti o semipermeabili di strade, vialetti, parcheggi;
- **pari a 0,3** per le sotto-aree permeabili di qualsiasi tipo, comprese le aree verdi munite di sistemi di raccolta e collettamento delle acque ed escludendo dal computo le superfici incolte e quelle di uso agricolo;

e) *calcolo del volume di invaso per la laminazione delle acque pluviali:*

- *Qualora si attui il presente regolamento mediante la realizzazione di sole strutture di infiltrazione, e quindi **non siano previsti scarichi verso ricettori, il requisito minimo di cui all'articolo 12, comma 2, è ridotto del 30 per cento, purché i calcoli di dimensionamento delle strutture di infiltrazione siano basati su prove di permeabilità, allegate al progetto, rispondenti ai requisiti riportati nell'Allegato F.***

Tale riduzione non si applica nel caso in cui si adotti il requisito minimo di cui all'articolo 12, comma 2, senza pertanto applicare la procedura di calcolo delle sole piogge o dettagliata.

f) *calcolo del tempo di svuotamento degli invasi di laminazione:*

- *il tempo di svuotamento dei volumi calcolati secondo quanto indicato alla lettera e) **non deve superare le 48 ore**, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile.*
- *per considerare l'eventualità che una seconda precipitazione possa avvenire in condizioni di parziale pre-riempimento degli invasi, nonostante si sia rispettato nella progettazione quanto indicato al punto 2, il progetto valuta il rischio sui beni insediati e prevede misure locali anche non strutturali di protezione idraulica dei beni stessi in funzione della tipologia degli invasi e della locale situazione morfologica e insediativa;*

Art. 12 (Requisiti minimi delle misure di invarianza idraulica e idrologica)

[...] il requisito minimo da soddisfare consiste nella realizzazione di uno o più invasi di laminazione, comunque configurati, dimensionati adottando i seguenti valori parametrici del volume minimo dell'invaso, o del complesso degli invasi, di laminazione:

*a) per le **aree A** ad alta criticità idraulica di cui all'articolo 7: **800 mc per ettaro** di superficie scolante impermeabile dell'intervento, **moltiplicato per il 'coefficiente P'** di cui alla tabella riportata nell'Allegato C;*

b) per le aree B a media criticità idraulica di cui all'articolo 7: 500 mc per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento;

c) per le aree C a bassa criticità idraulica di cui all'articolo 7: 400 mc per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento.

[...] 3. I volumi di cui al comma 2 sono da adottare anche nel caso di interventi classificati ad impermeabilizzazione potenziale media o alta e ricadenti negli ambiti territoriali ad alta e media criticità, qualora il volume risultante dai calcoli di cui all'articolo 11, comma 2, lettera e), fosse minore.

2. PROCEDIMENTO

2.1. Inquadramento territoriale

Brescia sorge nell'alta Pianura Padana allo sbocco della Val Trompia, ai piedi del monte Maddalena e del colle Cidneo.

Il territorio – delimitato a nord dalle Prealpi Bresciane, ad est dalle Prealpi Gardesane e a ovest dai territori della Franciacorta – è in maggior parte pianeggiante; tuttavia tutto il versante sud del Monte Maddalena (compresa la cima) ricade nel territorio comunale, così che il comune di Brescia si trova ad avere un'escursione altimetrica di 770 metri.

La zona ovest del territorio comunale è attraversata longitudinalmente dal fiume Mella, che nasce nella zona del Maniva: dopo aver attraversato la Val Trompia, giunge in città da nord.

Sono presenti anche corsi d'acqua a carattere torrentizio, tra di essi il Garza nasce a metà strada tra i centri di Lumezzane e di Agnosine; dopo aver attraversato la valle omonima, raggiunge la città da nord-est e l'attraversa in tutta la sua lunghezza con un percorso misto scoperto e sotterraneo.

Il Naviglio di Brescia è invece un canale, derivante dal fiume Chiese, che attraversa la città nella zona est per poi lambire i comuni della bassa bresciana orientale.

Brescia gode di un clima sub-continentale umido, caratterizzato da una piovosità uniformemente distribuita in tutte le stagioni con estati molto calde ed un numero inferiore di giorni di freddo e nebbia rispetto alla vicina pianura padana. La presenza di piante tipicamente mediterranee (come l'olivo, il leccio, l'alloro, l'alaterno e il capperò), che crescono sulle colline che circondano la città, sono indicatori del fatto che il clima di Brescia è sub-mediterraneo, di transizione cioè tra il clima mediterraneo e quello sub-continentale della Val Padana.

Le precipitazioni si concentrano nei periodi compresi tra maggio ed agosto, con un leggero calo nei mesi di luglio e settembre, e un riacutizzarsi nel periodo compreso tra ottobre e novembre inoltrato.

L'inverno, compreso generalmente tra fine novembre e fine marzo, è caratterizzato da una percentuale di piovosità molto bassa.

L'area in oggetto ha un'estensione di circa 4'700 m² dove è stato previsto un ampliamento della palestra, a cui fatto seguire una nuova gestione delle aree esterne pavimentate, tra cui la realizzazione di un'area adibita a parcheggi.

In aggiunta si prevede di collettare le acque nere derivanti dalla sistemazione degli spogliatoi adiacenti alla palestra.

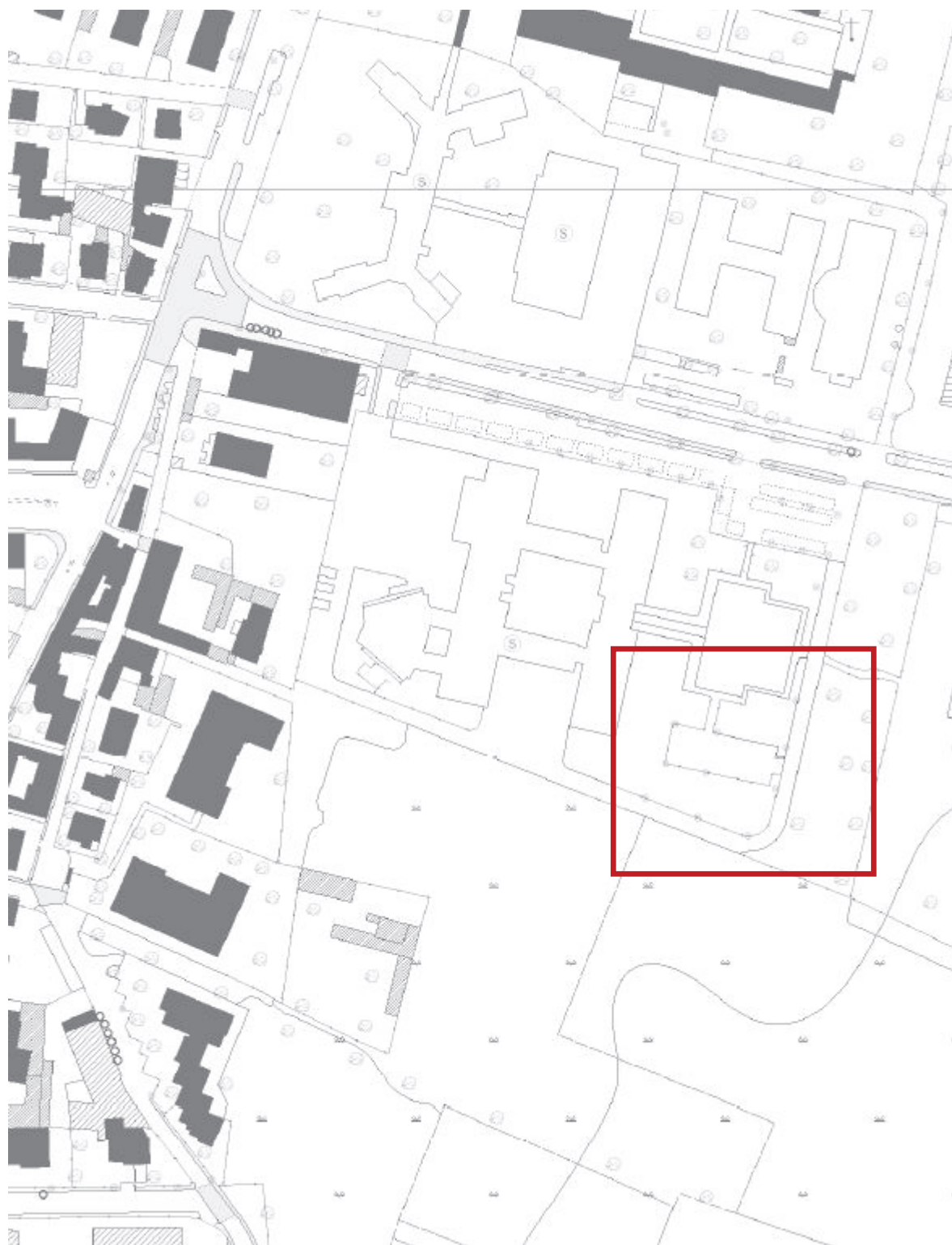


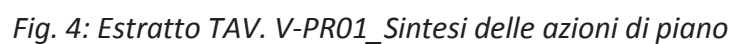
Fig. 2: Estratto Database topografico (DBT) area di intervento

Fonte: Geoportale Regione Lombardia [<https://www.geoportale.regione.lombardia.it/>]



Fig. 3: Estratto Ortofoto area di intervento

Fonte: Geoportale Regione Lombardia [<https://www.geoportale.regione.lombardia.it/>]



Fonte: PGT Comune di Brescia

Si procede con la carta dei vincoli.

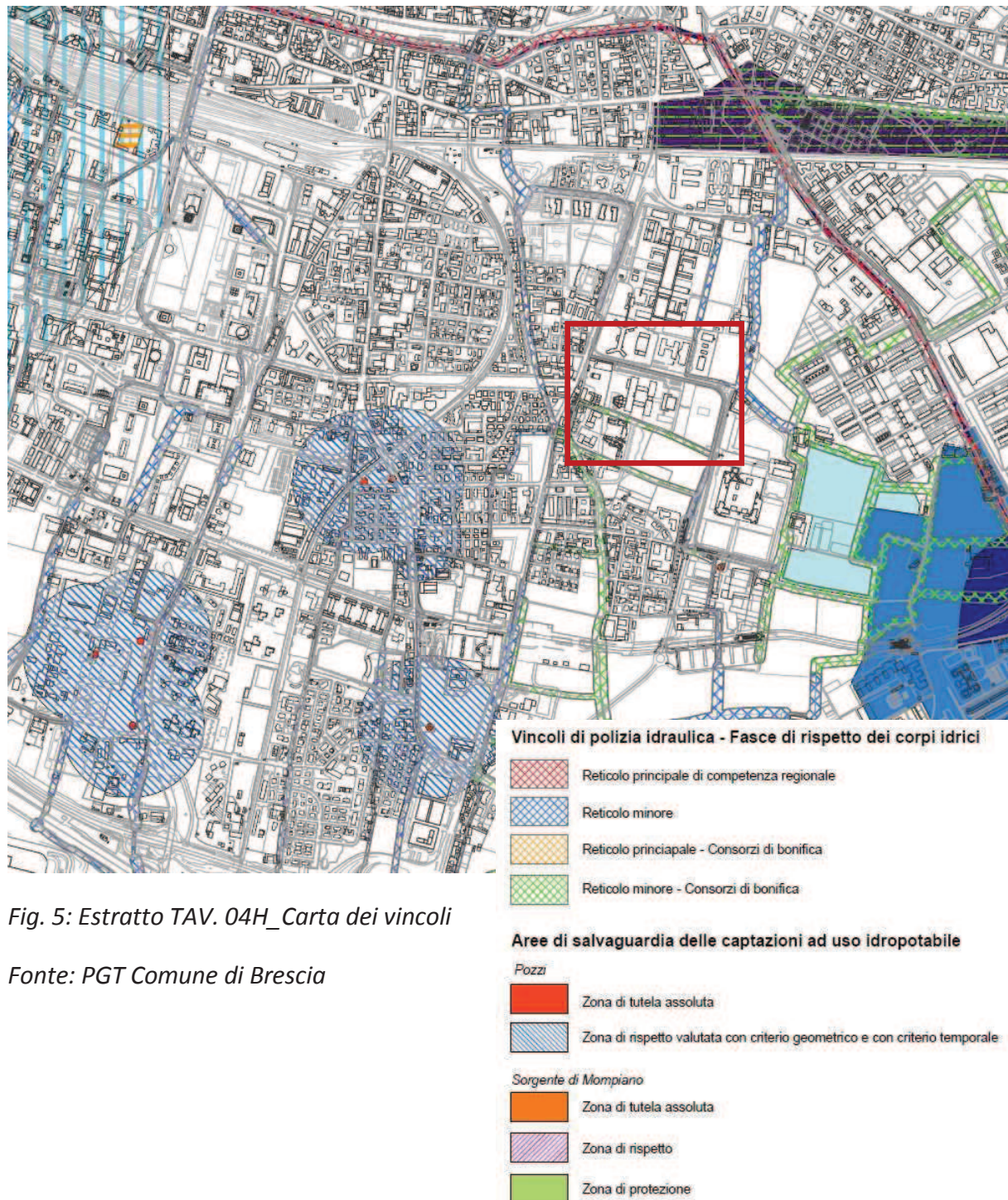


Fig. 5: Estratto TAV. 04H_Carta dei vincoli

Fonte: PGT Comune di Brescia

Si ricava come il sito risulta esterno alle Aree di salvaguardia delle captazioni ad uso idropotabile, al limite del reticolo minore – Consorzi di Bonifica.

Si presenta ad ulteriore approfondimento la TAV. 04C1 "Carta idrogeologica".

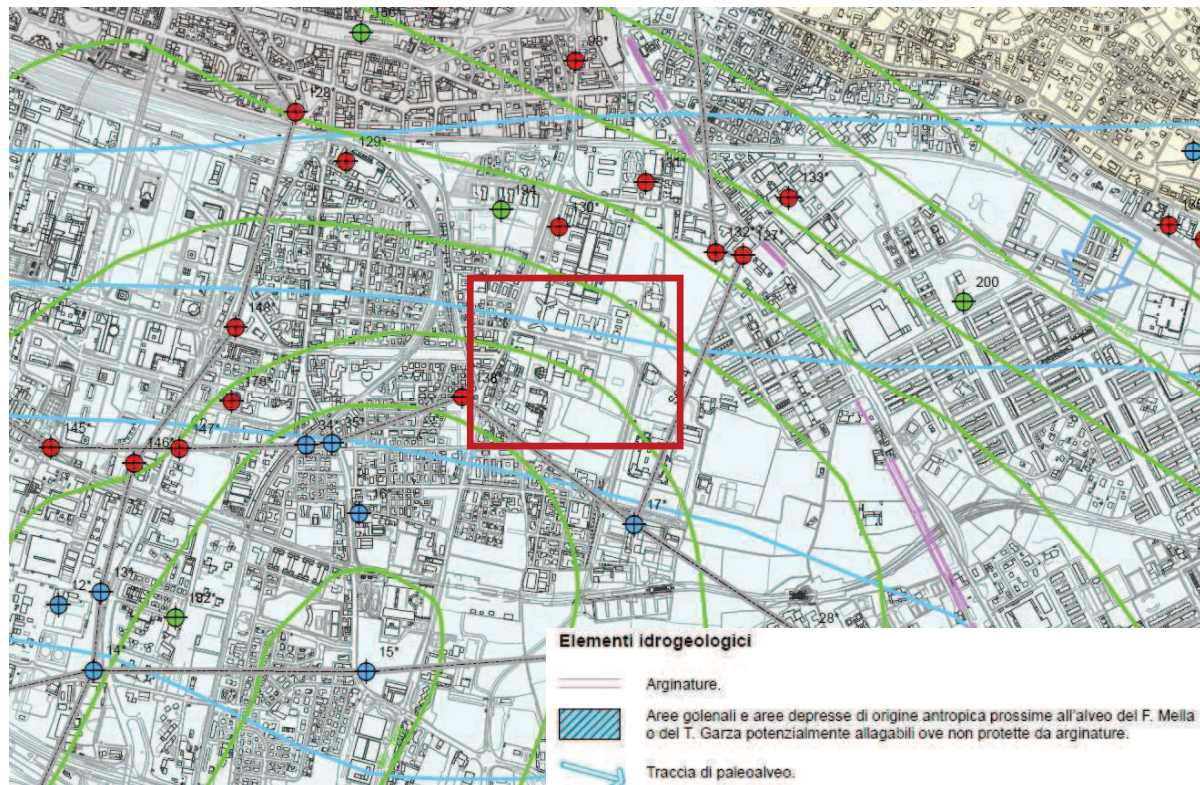


Fig. 5: Estratto TAV. 04C1

_Carta idrogeologica

Fonte: PGT Comune di Brescia

Si ricava come seguendo la linea isofreatica relativa a Gennaio 1994, il sito di intervento si colloqui tra la quota in m.s.l.m. pari a 114 e 115.

- Elementi idrogeologici**
- Arginature.
 - Aree golenali e aree depresse di origine antropica prossime all'alveo del F. Mella o del T. Garza potenzialmente allagabili ove non protette da arginature.
 - Traccia di paleoalveo.
 - Traversa.
 - Traversa lesionata.
 - Scolmatore di piena del T. Garza nel F. Mella:
 - a) imbocco
 - b) sbocco
 - Principali spartiacque.
 - Grotta di origine carsica.
 - Dolina.
 - Laghetto di cava.
 - Area a bassa soggiacenza della falda.
 - Fontanile.
 - Fontanile inattivo.
 - Sorgente captata a scopo acquedottistico (Fonte di Mompiano).
 - Zona di emergenza di acque in modo diffuso.
 - Diretrici di alimentazione delle acque sotterranee di falda ad opera di acque superficiali defluenti lungo il versante.
 - Percorso di acque sotterranee accertato tramite tracciamenti.
 - Pozzo comunale ad uso idropotabile (n=numero di riferimento; *=con stratigrafia).
 - Pozzo comunale ad uso irriguo (n=numero di riferimento; *=con stratigrafia).
 - Pozzo comunale dismesso (n=numero di riferimento; *=con stratigrafia).
 - Pozzo privato (n=numero di riferimento; *=con stratigrafia).
 - Linea isofreatica (quota in m s.l.m.) relativa a maggio 1990.
 - Linea isofreatica (quota in m s.l.m.) relativa a gennaio 1994.
 - Traccia di sezione idrogeologica.

Per approfondite tale tematica si prende in considerazione la RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA, redatta dal Dott. Geol. Corrado Aletti, allegata al progetto in esame, dove emerge l'indicazione della soggiacenza della falda nell'area indagata, di cui si riportano gli estratti ritenuti più significativi:

[...] La quota indicativa della zona è circa 129.0 m.s.m.

[...] L'idrografia principale è rappresentata dal fiume Mella che scorre a 4 km di distanza verso ovest e dal torrente Garza che scorre invece ad est. Sono presenti altri canali legati prevalentemente alla rete di scolo a tratti anche parzialmente tombinati

[...] La litostratimetria dell'area in esame è stata desunta da studi effettuati nella zona, e dalle risultanze dell'indagine geognostica. Allo scopo sono state realizzate 6 prove penetrometriche statiche e dinamiche

[...] Sulla base dei dati acquisiti in bibliografia l'assetto stratigrafico si dovrebbe configurare come rappresentato in Figura 5, ovvero un livello a ghiaie dominanti continuo per almeno 50 m, con intervalli conglomeratici in profondità e rari livelli fini di limitato spessore e continuità. In realtà le prove sono risultate scarsamente correlabili, perlomeno nei primi 5 metri, dove si rinvenivano terreni di diversa natura. Oltre i 5.00 metri da p.c. sono presenti depositi ghiaiosi sino a fine prova (7.80 metri da p.c.). L'area potrebbe essere stata interessata nei decenni passati da escavazioni e quindi ritombata con terreni di diversa natura.

[...] La superficie freatica non è stata individuata durante le indagini del marzo 2016 sino ad una profondità di 6.0 metri circa da p.c.

[...] Sulla base del valore calcolato di V_{s30} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO					
Categoria sottosuolo	Descrizione	Spessore (m)	V_s (m/s)	N_{spt}	C_u (kPa)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	≥ 800		
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa o $Cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	≥ 360 ≤ 800	> 50	> 250
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < Cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	≥ 180 ≤ 360	> 15 < 50	> 50 < 250
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	< 180	< 15	> 70
E	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, giacenti su un substrato di riferimento ($V_{s30} > 800$ m/s).	Fino a 20 m	$\approx C$ e D	$\approx C$ e D	$\approx C$ e D

Si ricava come il **valore di soggiacenza della falda** sia correlabile a quanto presentato negli estratti del PGT di cui sopra, infatti essendo l'intervento a quota 129 m s.l.m. e presentando secondo le indagini in sito una mancanza di falda fino a -7,80 m da p.c. ossia a 121,20 m s.l.m.. Tale risultato è correlabile alle indicazioni della Tavola 04C1 che riporta la quota di soggiacenza tra i 114 e 115 m s.l.m, ossia circa **a – 14/15 metri da p.c.**

Da questa disamina in mancanza di prove specifiche emerge comunque in modo abbastanza chiaro come il livello di escursione della falda non crei particolari problematiche per l'intervento in esame, seppure di dispersione a suolo, negli strati superficiali, alle profondità presentate nei paragrafi posti di seguito.

Un aspetto da tenere in esame per le fasi successive della progettazione, riguarda invece la determinazione del parametro **K di permeabilità del sito**.

Infatti la relazione geologica ha fatto emergere una stratificazione disomogenea soprattutto fino a -5 m da p.c., che risulta esattamente la fascia di intervento.

In questa fase definitiva della progettazione si adotta un **valore cautelativo pari a $k = 1 \times 10^{-5}$ m/s** che corrisponde al livello più cautelativo del grado di permeabilità media, corrispondente ad un tipo di terreno composto da sabbia pulita, sabbia e ghiaia.

Tabella 7.1. Valori orientativi del coefficiente di permeabilità dei diversi tipi di terreno		
k (m/s)	GRADO DI PERMEABILITÀ	TIPO DI TERRENO
$> 10^{-2}$	Alta	Ghiaia pulita
$10^{-5} - 10^{-3}$	Media	Sabbia pulita, sabbia e ghiaia
$10^{-7} - 10^{-5}$	Bassa	Sabbia molto fine
$10^{-9} - 10^{-7}$	Molto bassa	Limo, sabbie limo argillose, limi sabbiosi, limi argillosi
$< 10^{-9}$	Praticamente impermeabile	Argilla

In sede di approfondimento della disamina progettuale per portare alla progettazione esecutiva, si richiede un **approfondimento** dal punto di vista geologico-geotecnico con adeguate **prove di permeabilità in sito**, che permettano di determinare il valore del coefficiente k sito-specifico, così da eseguire i calcoli in modo mirato.

In tale sede pertanto non si può adottare la riduzione del 30% sui volumi desunti, permesso dalla legge di invarianza idraulica solo in luogo di prove di permeabilità sito-specifiche. Nelle fasi esecutive della progettazione, una volta acquisiti i risultati delle suddette prove, si potrà applicare la riduzione del 30% menzionata.

2.2. Inquadramento meteorologico

Utilizzando il programma idrologico della Regione Lombardia (dati idrologici ARPA) sono stati calcolati i valori di pioggia intensa in mm/h utilizzando il coefficiente pluviometrico orario considerando l'area oggetto di studio.

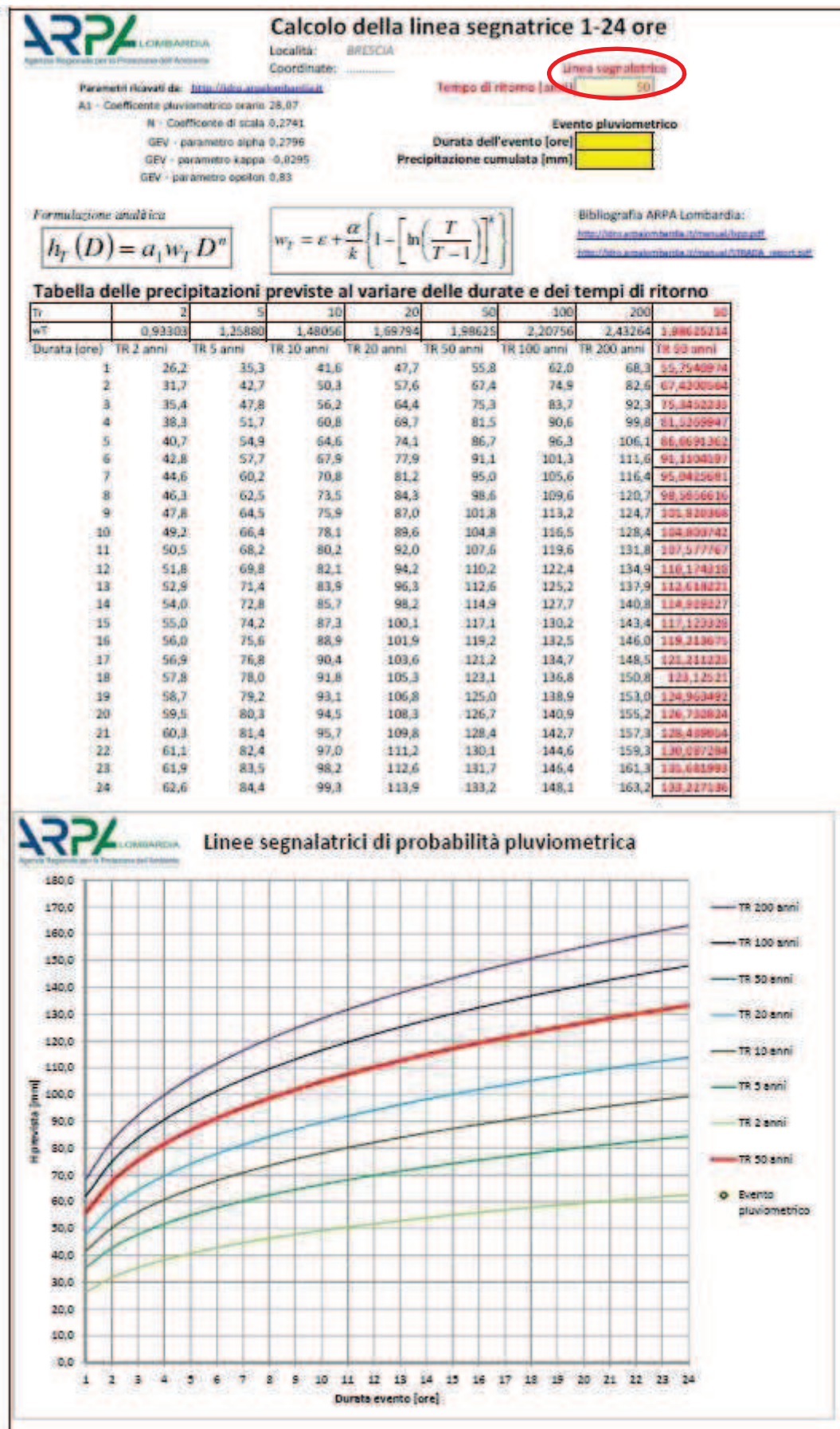
Tramite il "Progetto STRADA", ARPA Lombardia ha svolto le attività progettuali di aggiornamento della descrizione statistica delle precipitazioni intense, costituita dalle osservazioni delle piogge massime annue di fissata durata di 1, 2, 3, 6, 12 e 24 ore per 105 stazioni meccaniche del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, già utilizzate per lo sviluppo di un'attività di caratterizzazione statistica del territorio regionale mediante un modello scala-invariante secondo la distribuzione probabilistica GEV (Generalized Extreme Value), che ha prodotto la parametrizzazione delle LSPP su 69 punti strumentati e da questi su tutto il territorio regionale tramite tecniche di estrapolazione geostatistica; questo servizio è attualmente operativo e accessibile su piattaforma web-gis sul sito web istituzionale di ARPA (<http://idro.arpalombardia.it>), dal quale si sono ricavati i dati per l'elaborazione in esame.

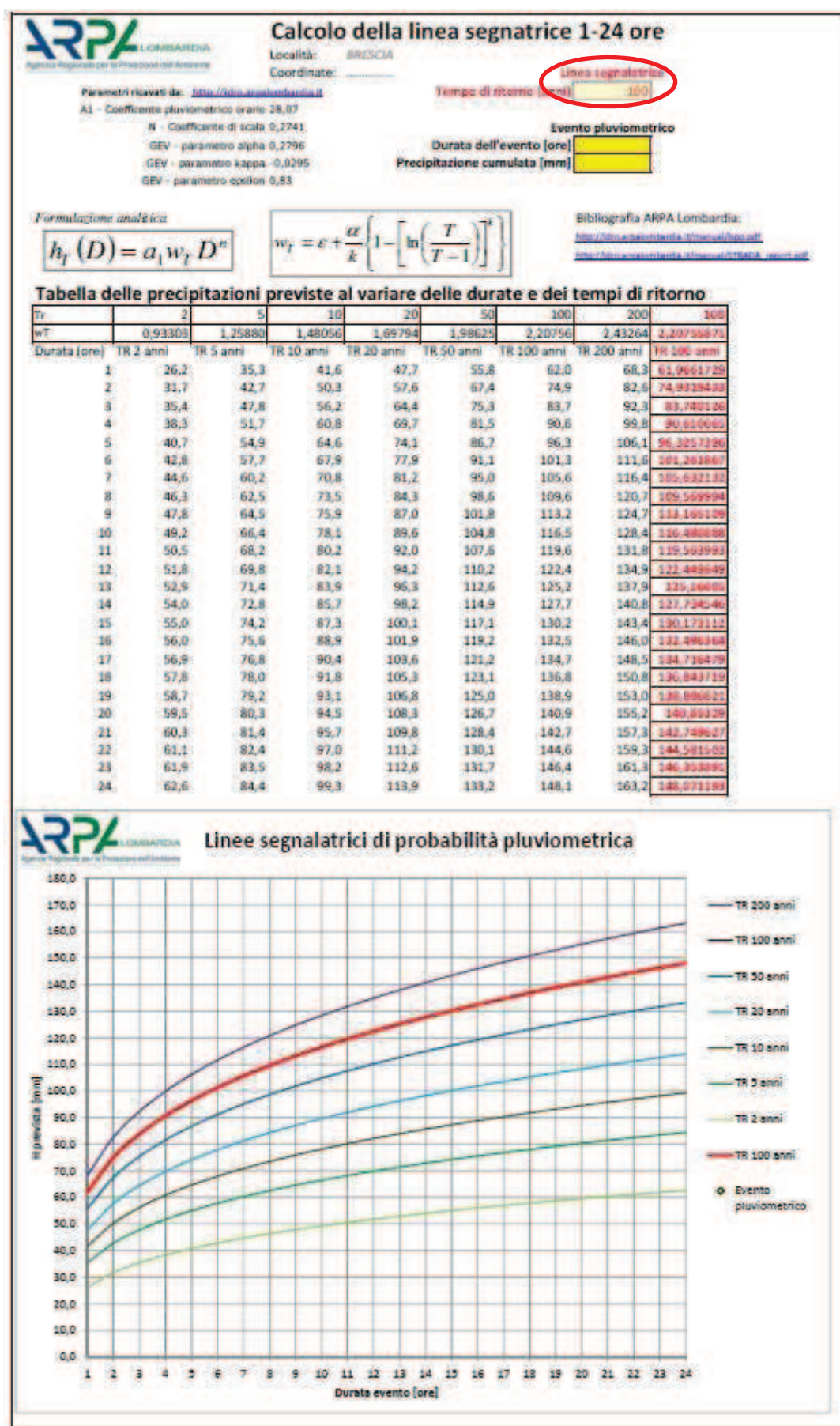
Il nuovo atlante delle piogge intense è stato calcolato puntualmente su una maglia di 1kmx1km in forma esplicita per durate da 1 a 24 ore e per tempi di ritorno dai 10 ai 200 anni.

Per il Comune di Brescia nel sito di intervento si sono ricavati i seguenti parametri preliminari alla stesura delle LSPP:

	Parametro	Valore
A1	Coefficiente pluviometrico orario	28,07
N	Coefficiente di scala	0,2741
	GEV – parametro alpha	0,2796
	GEV – parametro Kappa	-0,0295
	GEV – parametro epsilon	0,83

Si riportano pertanto i calcoli comprensivi di grafico, tramite programma di ARPA Lombardia, delle LSPP con tempi di ritorno pari a 50 e 100 anni.





In cui ARPA Lombardia fornisce i parametri della curva di possibilità pluviometrica valida per ogni località della Lombardia espressa nella forma:

$$h = a \cdot D^n = a_1 \cdot w_t \cdot D^n$$

$$w_t = \varepsilon + \frac{\alpha}{\kappa} \cdot \left\langle 1 - \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^\kappa \right\rangle$$

in cui h è l'altezza di pioggia, D è la durata, a_1 è il coefficiente pluviometrico orario, w_t è il coefficiente probabilistico legato al tempo di ritorno T , n è l'esponente della curva (parametro di scala), α , ε , κ sono i parametri delle leggi probabilistiche GEV adottate. Poiché tali parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica riportati da ARPA Lombardia si riferiscono generalmente a durate di pioggia maggiori dell'ora, per le durate inferiori all'ora si possono utilizzare, in carenza di dati specifici, tutti i parametri indicati da ARPA tranne il parametro n per il quale si indica il valore $n = 0,5$ in aderenza agli standard suggeriti dalla letteratura tecnica idrologica.

Si ricava come la pioggia in mm/h sia pari a:

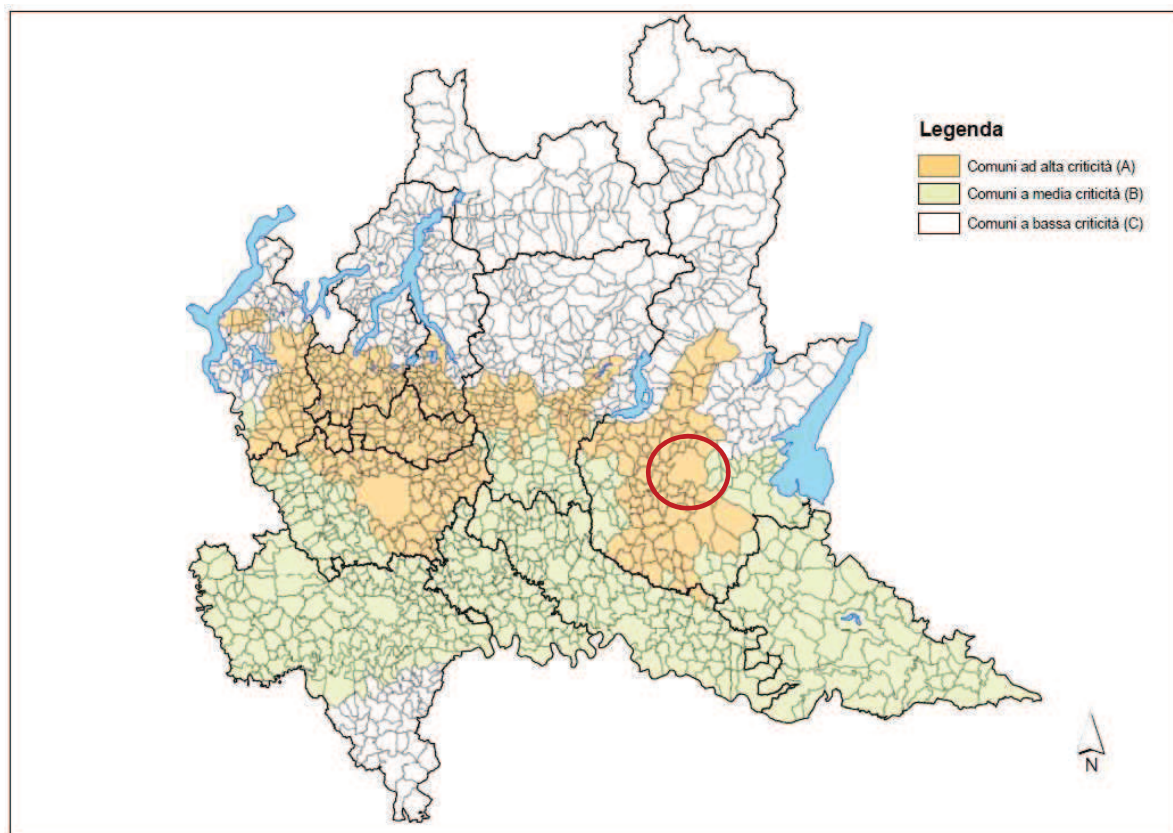
$T = 50$ anni	55,75 mm/h
$T = 100$ anni	61,97 mm/h

2.3. Caratterizzazione del sito – Legge invarianza idraulica

Come detto sopra, in considerazione di quanto disposto al comma 2 del R.R. 7/2017, il territorio regionale è suddiviso nelle tipologie di aree (A/B/C), in funzione del livello di criticità idraulica dei bacini dei corsi d'acqua ricettori.

La rappresentazione della suddivisione del territorio nelle tre tipologie di aree è riportata nella cartografia a scala regionale di cui all'**Allegato B**, che si presenta di seguito:

Cartografia degli ambiti a diversa criticità idraulica



Nello specifico si riporta estratto dell'**Allegato C** ove per ogni comune viene riportata la catalogazione della criticità idraulica, dove emerge che Brescia risulta facente parte della **categoria A (ad alta criticità idraulica)**.

Comune	Provincia	Criticità idraulica	Coefficiente P
BRENO	BS	C	
BRENTA	VA	A	1
BRESCIA	BS	A	0,8
BRESSANA BOTTARONE	PV	B	
BRESSO	MI	A	1
BREZZO DI BEDERO	VA	C	

Inoltre si ricava il coefficiente P, previsto pari a 0,80.

Tale coefficiente andrà moltiplicato agli 800 mc per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento, per determinare il parametro volumetrico da rispettare.

Si procede pertanto alla determinazione delle superfici interessate dall'intervento, considerando estensione e coefficiente di deflusso ponderale, per inserirsi nella tabella 1 del regolamento, dalla quale discerne la tipologia di analisi da effettuare per il rispetto del principio di invarianza idraulica.

A ciascuna delle superfici va associato un coefficiente di deflusso φ ; il cui valore può variare a 0 (quando l'acqua viene completamente imbevuta dal suolo), a 1 (quando l'acqua defluisce totalmente dalla superficie scolante).

Il valore di deflusso $\varphi = 1$ è puramente teorico e viene generalmente utilizzato quando si vuole adottare il massimo criterio cautelativo nei calcoli.

Nella tabella sotto vengono riportati dei valori indicati del parametro in base alle principali tipologie di superficie.

Tipologia superficie	φ
Verde su suolo profondo, prati, orti, superfici agricole	0,10-0,15
Terreno incolto, sterrato non compattato	0,20-0,30
Superfici in ghiaia sciolta – parcheggi drenanti	0,30-0,50
Pavimentazioni in macadam	0,35-0,50
Superfici sterrate compatte	0,50-0,60
Coperture tetti	0,85-1,00
Pavimentazioni in asfalto o cls	0,85-1,00

Secondo la classificazione adottata all'Art. 11 comma 2 lettera d del R.R. si ha la seguente classificazione, che risulta cautelativa nei calcoli:

Pavimentazioni continue quali strade, vialetti, parcheggi	$\varphi = 1,00$
Pavimentazioni drenanti o semi-permeabili	$\varphi = 0,70$
Sotto-aree permeabili di qualsiasi natura	$\varphi = 0,30$

Seguendo lo spirito della legge, si adottano i coefficienti cautelativi proposti dal R.R., adottando la via semplificata per il calcolo dell'idrogramma netto di piena, in luogo del calcolo dell'infiltrazione come da Allegato F.

Come detto si prende in esame solo la superficie interessata dall'intervento, nel dettaglio si individuano 3 lotti di intervento A1, A2, A3, così distinti:

A1

A1.1	Tetto spogliatoio	Mq 345,00	$\varphi=1,00$
A1.2	½ Tetto palestra	Mq 445,00	$\varphi=1,00$
A1.3	Marciapiedi	Mq 276,00	$\varphi=1,00$
A1.4	Strada accesso	Mq 100,00	$\varphi=1,00$
A1.5	Area permeabile	Mq 285,00	$\varphi=0,30$

A2

A2.1	½ Tetto palestra	Mq 445,00	$\varphi=1,00$
A2.2	Marciapiedi	Mq 190,00	$\varphi=1,00$
A2.3	Strada perimetrale	Mq 470,00	$\varphi=1,00$
A2.4	Area permeabile	Mq 585,00	$\varphi=0,30$

A3

A3.1	Strada + marciapiede	Mq 250,00	$\varphi=1,00$
A3.2	Strada parcheggio	Mq 630,00	$\varphi=1,00$
A3.3	Stalli permeabili	Mq 715,00	$\varphi=0,30$

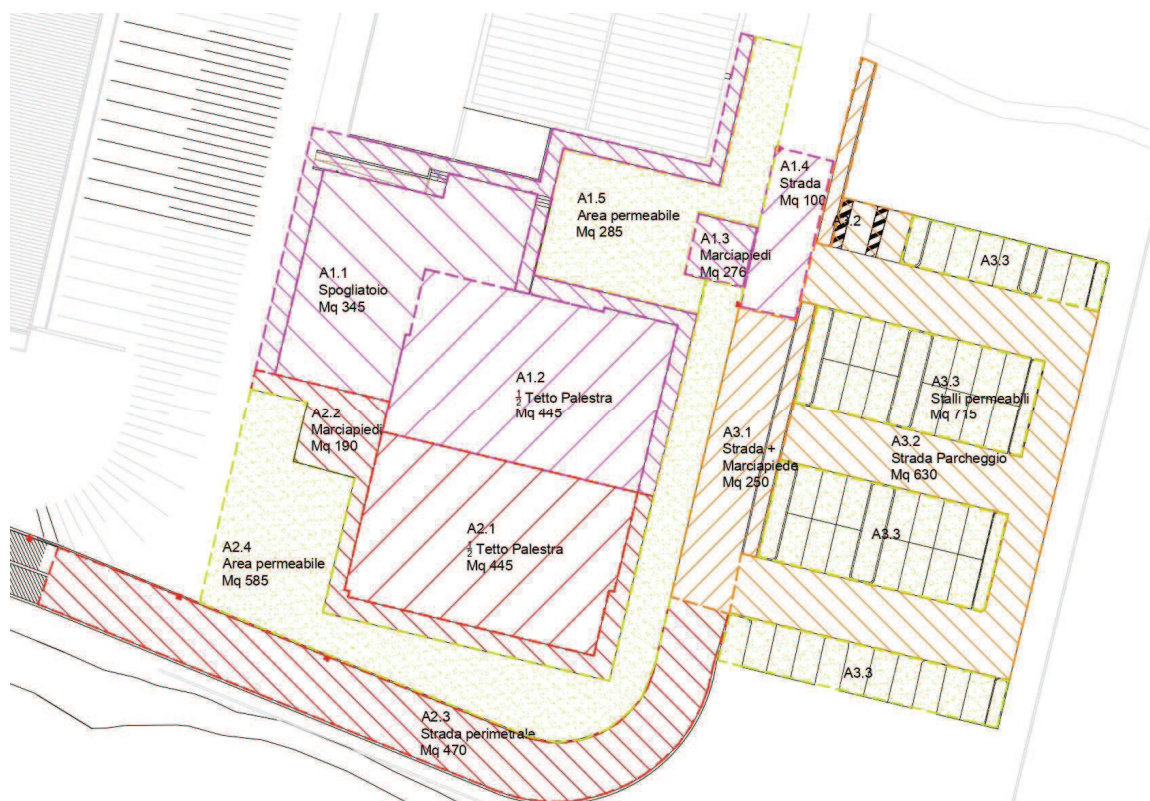
Sommando si ricava:

A1	Mq 1'451,00
A2	Mq 1'690,00
A3	Mq 1'595,00
TOTALE	Mq 4'736,00

di cui

Totale Superficie impermeabile	Mq 3'151,00	$\phi=1,00$
Totale aree permeabili	Mq 1'585,00	$\phi=0,30$

Si ricava la divisione (anche cromatica) dalla rappresentazione posta di seguito:



Si procede pertanto al calcolo del coefficiente di deflusso medio ponderale, cosicché in base alla superficie di intervento, potersi inserire nella tabella 1 e stabilire la procedura da adottare per i calcoli successivi.

Coefficiente di deflusso medio ponderale ϕ_m

$$\phi_m = [(3'151,00 * 1,00) + (1585,00 * 0,30)] / 4'736,00 = 0,77 > 0,40$$

Tabella 1

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

Il Metodo delle sole piogge ed il Metodo di calcolo dettagliato considerano i seguenti passaggi:

- 1) Tempi di ritorno di riferimento: T 50 anni e T 100 anni (per le verifiche dei franchi di sicurezza delle opere)
- 2) Calcolo delle precipitazioni di progetto (dati ARPA o più specifici se disponibili)
- 3) Calcolo del processo di infiltrazione
- 4) Calcolo dell' idrogramma netto
- 5) Calcolo del volume di invaso per la laminazione
- 6) Calcolo del tempo di svuotamento degli invasi
- 7) Dimensionamento del sistema di scarico finale

2.4. Calcolo delle precipitazioni di progetto a tempo di ritorno fissato

Con la metodologia citata, si deve computare in dettaglio la trasformazione afflussi - deflussi del bacino fino alla sezione di ingresso nell'invaso (o nel complesso degli invasi) di laminazione in progetto, in particolare adottando idonei criteri di scelta:

- dello ietogramma di progetto e della sua durata complessiva a partire dalla curva di possibilità pluviometrica valida per l'area in esame;
- della procedura di calcolo dello ietogramma netto in funzione delle perdite idrologiche per accumuli iniziali e per infiltrazione, in relazione alle tipologie del suolo e della urbanizzazione in progetto;
- del modello di trasformazione afflussi netti-deflussi idoneo a rappresentare sia la formazione degli idrogrammi di piena nelle diverse sotto-aree, sia la loro propagazione e formazione dell'idrogramma complessivo $Q_e(t)$ in corrispondenza della sezione di ingresso nell'invaso (o nel complesso degli invasi) di laminazione in progetto.

Nel caso di "Impermeabilizzazione potenziale media" in ambiti territoriali a criticità alta o media si può adottare il metodo delle sole piogge.

Il "Metodo delle sole piogge" si basa sulle seguenti assunzioni:

- l'onda entrante dovuta alla precipitazione piovosa $Q_e(t)$ nell'invaso di laminazione è un'onda rettangolare avente durata D e portata costante Q_e pari al prodotto dell'intensità media di pioggia, dedotta dalla curva di possibilità pluviometrica valida per l'area oggetto di calcolo in funzione della durata di pioggia, per la superficie scolante impermeabile dell'intervento afferente all'invaso; con questa assunzione si ammette che, data la limitata estensione del bacino scolante, sia trascurabile l'effetto della trasformazione afflussi-deflussi operata dal bacino e dalla rete drenante afferente all'invaso. Conseguentemente l'onda entrante nell'invaso coincide con la precipitazione piovosa sulla superficie scolante impermeabile dell'intervento.

La portata costante entrante è quindi pari a:

$$Q_e = S \cdot \varphi \cdot a \cdot D^{n-1}$$

e il volume di pioggia complessivamente entrante è pari a:

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

in cui:

S è la superficie scolante del bacino complessivamente afferente all'invaso,

φ è il coefficiente di deflusso medio ponderale del bacino medesimo calcolato con i valori standard esposti nell'articolo 11, comma 2, lettera d) del regolamento (quindi $S \cdot \varphi$ è la superficie scolante impermeabile dell'intervento),

D è la durata di pioggia,

$a = a_1 \cdot w_T$ e n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica (desunti da ARPA Lombardia) espressa nella forma:

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

- l'onda uscente $Q_u(t)$ è anch'essa un'onda rettangolare caratterizzata da una portata costante $Q_{u,lim}$ (laminazione ottimale) e commisurata al limite prefissato in aderenza alle indicazioni sulle portate massime ammissibili di cui all'articolo 8 del regolamento.

La portata costante uscente è quindi pari a:

$$Q_{u,lim} = S \cdot \varphi \cdot u_{lim}$$

e il volume complessivamente uscito nel corso della durata D dell'evento è pari a:

$$W_u = S \cdot u_{\text{lim}} \cdot D$$

in cui u_{lim} è la portata specifica limite ammissibile allo scarico, di cui all'articolo 8 comma 1 del regolamento.

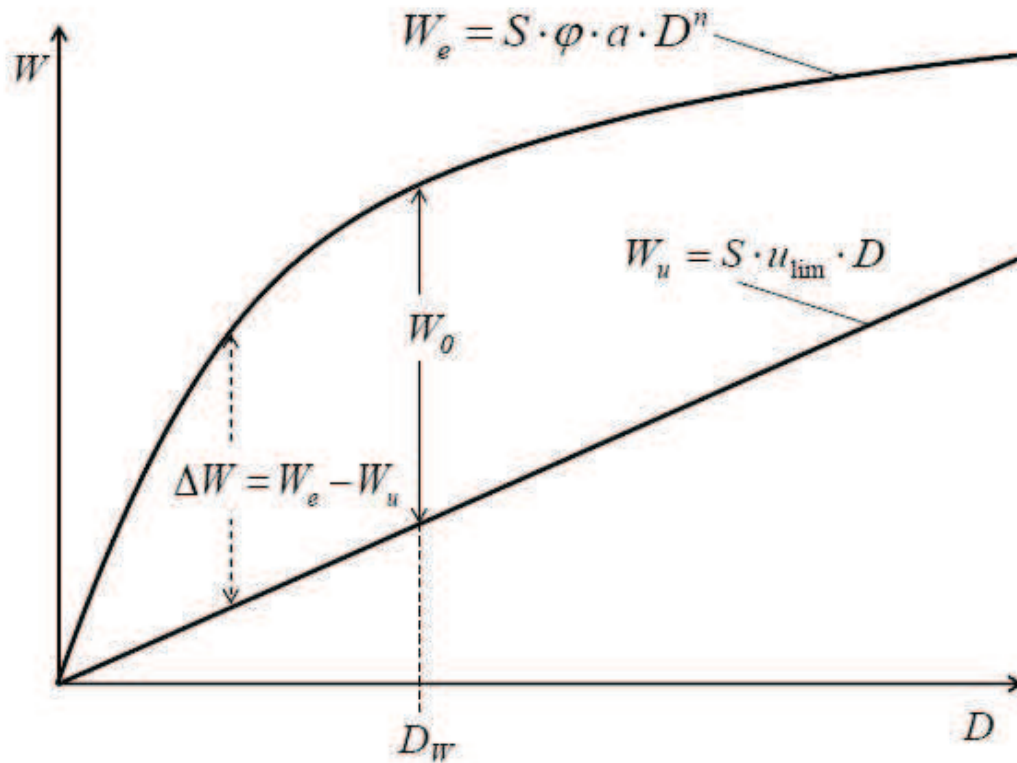
Nel caso in esame non si prevede uno scarico in fognatura, bensì un sistema di pozzi perdenti, tale sistema per come calcolato, viene considerato uno "scarico aggiuntivo" tale da far ritenere idoneo considerare nei calcoli il parametro u_{lim} .

Sulla base di tali ipotesi semplificative introdotte, il volume di laminazione è dato per ogni durata di pioggia considerata, dalla differenza tra i volumi dell'onda entrante e dell'onda uscente calcolati al termine della durata di pioggia. Conseguentemente, il volume di dimensionamento della vasca è pari al volume critico di laminazione, cioè quello calcolato per l'evento di durata critica che rende massimo il volume di laminazione.

Quindi, il volume massimo ΔW che deve essere trattenuto nell'invaso di laminazione al termine dell'evento di durata generica D (invaso di laminazione) è pari a:

$$\Delta W = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot a \cdot D^n - S \cdot u_{\text{lim}} \cdot D$$

La figura seguente mostra graficamente la curva $W_e(D)$, concava verso l'asse delle ascisse, in aderenza alla curva di possibilità pluviometrica, e la retta $W_u(D)$ e indica come la distanza verticale ΔW tra tali due curve ammetta una condizione di massimo che individua così l'evento di durata D_w critica per la laminazione.



Esprimendo matematicamente la condizione di massimo, ossia derivando rispetto alla durata D la differenza $\Delta W = W_e - W_u$, si ricava la durata critica D_w per l'invaso di laminazione e di conseguenza il volume di laminazione W_0 :

$$D_w = \left(\frac{Q_{u, \lim}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$W_0 = S \cdot \varphi \cdot a \cdot D_w^n - Q_{u \max} \cdot D_w$$

Se si considerano per le varie grandezze le unità di misura solitamente utilizzate nella pratica:

W_0 $[m^3]$

S $[ha]$

a $[mm/ora^n]$

θ [ore]

D_w [ore]

$Q_{u,lim}$ [l/s]

le equazioni diventano:

$$D_w = \left(\frac{Q_{u,lim}}{2,78 \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$W_0 = 10 \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot D_w^n - 3,6 \cdot Q_{u,max} \cdot D_w$$

Si precisa che il parametro n (esponente della curva di possibilità pluviometrica) da utilizzare nelle equazioni precedenti deve essere congruente con la durata D_w risultante dal calcolo, tenendo conto che il valore di n è generalmente diverso per le durate inferiori all'ora, per le durate tra 1 e 24 ore e per le durate maggiori di 24 ore.

Pertanto per il caso in esame, si ha come parametri:

$S = 4'736,00 \text{ m}^2$ che corrispondono a 0,4736 ha

$a(T50) = 55,75 \text{ mm/h}$

$n = 0,2741$

$\varphi = 0,77$

Pertanto per quanto citato in base al valore massimo ammissibile adottato u_{lim} pari a 10 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento (Art. 8 comma 1), si ha:

$$u_{lim} = 10 \frac{l}{s \cdot ha}$$

da cui risulta:

$$Q_{u,lim} = S \cdot \phi \cdot u_{lim} = 0,4736ha \cdot 0,77 \cdot 10 \frac{l}{s \cdot ha} = 3,65l/s$$

si calcola la durata critica adottando $n=0,2741$ ricavato dai dati ARPA.

$$D_w = \left(\frac{Q_{u,lim}}{2,78 \cdot S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} = \left(\frac{3,65 \frac{l}{s}}{2,78 \cdot 0,4736ha \cdot 0,77 \cdot 55,75 \frac{mm}{h} \cdot 0,2741} \right)^{\frac{1}{0,2741-1}}$$
$$= 7,33h$$

ricavata la durata critica si procede al calcolo del volume di laminazione

$$W_0 = 10 \cdot S \cdot \phi \cdot a \cdot D_w^n - 3,6 \cdot Q_{u,lim} \cdot D_w = 10 \cdot 0,4736ha \cdot 0,77 \cdot 55,75 \frac{mm}{h} \cdot 7,33^{0,2741} - 3,6 \cdot 3,65 \frac{l}{s} \cdot 7,33h = \mathbf{254,66 m^3}$$

Il volume specifico per il caso in esame pertanto risulta essere pari a:

$$w_0 = \frac{W_0}{S \cdot \phi} = \frac{254,66m^3}{0,4736ha \cdot 0,77} = 698,31 \frac{m^3}{ha}$$

Essendo il requisito minimo per le Aree A pari a $800 m^3/ha$, da moltiplicare per il coefficiente P della Tabella C, che risulta essere pari a 0,80, si ottiene $640 m^3/ha$.

Avendo ricavato dalla procedura di calcolo con il Metodo delle Sole Piogge un valore pari a $698,31 m^3/ha > 640 m^3/ha$, risulta verificato il parametro in esame.

Pertanto si adotta un valore di $W_0 = 254,66 m^3$ per il proseguo dei calcoli in esame.

Tale parametro viene suddiviso nelle 3 aree di competenza attraverso una ricalibrazione areale, pertanto:

$$W_0 (A1) = 78,02 m^3$$

$$W_0 (A2) = 90,87 m^3$$

$$W_0 (A3) = 85,77 m^3$$

Nel proseguo della trattazione si andrà a determinare il tempo di svuotamento degli invasi di modo che si possa dare evidenza delle risultanze, inferiori al limite di 48 ore fissato dalla normativa di settore.

Si prevede come meglio specificato nel proseguo di adottare una soluzione di sola dispersione a suolo, mediante batterie di pozzi perdenti, adeguatamente progettati e verificati.

A monte del sistema drenante si prevede l'inserimento di un sistema di dissabbiatura per evitare la futura otturazione dei fori dei pozzi.

Si darà riscontro del tempo di svuotamento dell'invaso a valle dei calcoli per determinare il complesso di superficie disperdente, così da avere informazioni planimetriche circa l'area specifica ove prevedere la dispersione a suolo.

Si procede pertanto a sviluppare i calcoli per i manufatti e gli interventi di dettaglio previsti, così da avere un sistema che lavora in modo ottimale in tutte le condizioni, anche quelle critiche, sempre più frequenti visti i cambiamenti climatici degli ultimi anni.

2.5. Approccio metodologico agli interventi

La moderna gestione delle acque meteoriche trova una sua naturale collocazione all'interno delle azioni finalizzate a promuovere la **sostenibilità ambientale**, in accordo con le politiche dell'UE, e si concretizza principalmente nell'applicazione del criterio dell'invarianza idraulico-idrologica. Quest'ultimo prevede che il deflusso risultante dal drenaggio di un'area debba rimanere invariato dopo una qualunque trasformazione dell'uso del suolo all'interno dell'area stessa. Tradotto nell'ambito ingegneristico questo comporta il passaggio ad una gestione basata non solo su opere di regimentazione idraulica, ma sempre più aperta all'impiego delle capacità ritenive e depurative del binomio suolo-vegetazione, attraverso la realizzazione di **interventi che favoriscano i fenomeni di infiltrazione e ritenzione**, ai fini del controllo dei deflussi superficiali e del loro utilizzo.

Occorre pertanto implementare una gestione sostenibile delle acque meteoriche impostata sul controllo e l'abbattimento locale dei deflussi mediante metodologie di laminazione puntuale e diffusa, nonché processi di infiltrazione e il riuso, laddove questi ultimi siano compatibili con la natura dei suoli o la qualità delle acque.

Ingegneria idraulica tradizionale approccio passato	Nuova ingegneria idraulica approccio futuro
<ul style="list-style-type: none"> • Strategia della canalizzazione • Alla crescente urbanizzazione risponde con l'aumento della conduttività idraulica (canalizzazione) • Ricerca di materiali per diminuire la scabrezza e aumentare la capacità idraulica dei canali • Interventi di laminazione localizzata con vasche di accumulo e stoccaggio delle acque • I costi per le nuove canalizzazioni o le modifiche di quelle esistenti risultano essere molto elevati 	<ul style="list-style-type: none"> • Strategia dell'invarianza idraulica • Alla crescente urbanizzazione risponde con l'aumento delle superfici aventi capacità di detenzione e ritenzione delle piogge • Privilegia l'infiltrazione e l'accumulo di acqua nel suolo e nei terreni laddove possibile • Introduzione di SuDS e "Best Management Practices" al fine di ridurre e ritardare il colmo di piena e abbattere il carico inquinante della precipitazione • Diminuiscono i costi per degli interventi di realizzazione dei SuDS ottemperando ai criteri di sostenibilità economico-ambientale

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).

Il nuovo approccio di gestione sostenibile dei deflussi meteorici prevede il perseguimento di alcuni principali obiettivi tra cui:

- ridurre i deflussi superficiali;
- alleggerire i collettori di fognatura e gli impianti di trattamento;
- ridurre i carichi idraulici concentrati sui corsi d'acqua naturali e i canali di bonifica, costituenti i recipienti terminali delle reti di fognatura;
- incrementare il ravvenamento locale delle falde acquifere sotterranee;
- migliorare il micro-clima urbano incrementando l'evaporazione;
- conservare e ripristinare, nei limiti del possibile, la funzione naturale del suolo.

Nella progettazione degli interventi di invarianza idraulica e idrologica è necessario analizzare i processi di interscambio che intervengono durante i fenomeni piovosi tra la superficie del suolo e il sistema idrico sotterraneo, **valutando allo stesso tempo la soggiacenza della superficie piezometrica rispetto al piano campagna**. Infatti, se la falda più superficiale è prossima o coincidente con il piano campagna, non è ammissibile dal punto di vista idraulico l'infiltrazione dell'afflusso meteorico. In ogni caso il progetto di invarianza idraulica e idrologica deve valutare ogni possibilità di **incentivare l'infiltrazione delle acque meteoriche** afferenti da superfici non suscettibili di inquinamento.

Il progetto relativamente all'analisi dell'infiltrabilità dei deflussi superficiali deve basarsi sulle conoscenze e su quanto previsto dagli strumenti di pianificazione regionali e provinciali di settore, nonché nella componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del comune oggetto di valutazione.

Per il caso in esame, come più volte detto nei paragrafi precedenti, si è preso a riferimento la RELAZIONE GEOLOGICA comparata coi dati desunti dal PGT, dove si ricava come la superficie della falda sia inferiore a -7,80 m da p.c. fino a 14/15 m.

Tale assunzione rende confacente a determinate condizioni la predisposizione di intervenire seguendo il principio di privilegiare l'infiltrazione delle acque meteoriche, essendo importante la soggiacenza della superficie piezometrica, anche per sue eventuali oscillazioni di risalita.

Inoltre non si rintracciano vincoli urbanistici, essendo esterni ai raggi di captazione dei pozzi delle acque potabili.

Il progetto andrà pertanto a prediligere la realizzazione di strutture di infiltrazione quali i pozzi perdenti potendo gestire la dispersione in senso verticale non limitati dalla soggiacenza della falda.

Il tempo di svuotamento degli invasi secondo i volumi calcolati **non deve superare le 48 ore**, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile.

Dispositivi idraulici per il drenaggio urbano sostenibile

Lo smaltimento dei volumi invasati, come detto, si predilige debba avvenire secondo il seguente ordine decrescente di priorità:

A. mediante il riuso dei volumi stoccati, in funzione dei vincoli di qualità e delle effettive possibilità, quali innaffiamento di giardini, lavaggio di pavimentazioni e auto;

B. **mediante infiltrazione nel suolo** o negli strati superficiali del sottosuolo, compatibilmente con le caratteristiche pedologiche del suolo e idrogeologiche del sottosuolo, con le normative ambientali e sanitarie e con le pertinenti indicazioni contenute nella componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio (PGT) comunale;

C. mediante lo scarico in corpo idrico superficiale naturale o artificiale, con i limiti di portata stabiliti;

D. mediante lo scarico in fognatura, con i limiti di portata stabiliti.

Si forniscono di seguito dei dettagli sulle tipologie costruttive adottate nella progettazione in esame, per i calcoli di dettaglio si rimanda nel proseguo, così da avere un primo quadro dell'intervento proposto.

Caditoie

Questo tipo di manufatto ha lo scopo di agevolare le infiltrazioni nel suolo delle acque di origine meteorica che si raccolgono sulle superfici stradali e di piazzali a superficie impermeabile.

In questo caso le acque accumulate sono scaricate in caditoie munite di una prima camera finalizzata alla separazione dei solidi grossolani (foglie, inerti, ecc.). Da qui le acque vengono recapitate nel condotto primario e successivamente ai processi di infiltrazione a suolo previsti. L'ingresso in queste è protetto da una griglia al fine di evitare pericoli di occlusioni.

Pozzi disperdenti

Si prevede come meglio specificato nel proseguo di adottare una soluzione di sola dispersione a suolo, mediante un sistema di pozzi drenanti adeguatamente dimensionati.

A monte di ciascuna batteria di pozzi drenanti si prevede l'inserimento di una vasca impermeabile di sedimentazione in continuo adeguatamente dimensionata, con funzione di laminazione delle acque di pioggia volta a far sedimentare le particelle più fini, di modo che non proseguano negli step successivi di dispersione a suolo, evitando futuri eventuali problemi di intasamento e perdita di capacità drenante.

Da tale vasca si prevede uno scarico nei rispettivi pozzi drenanti collegati in serie.

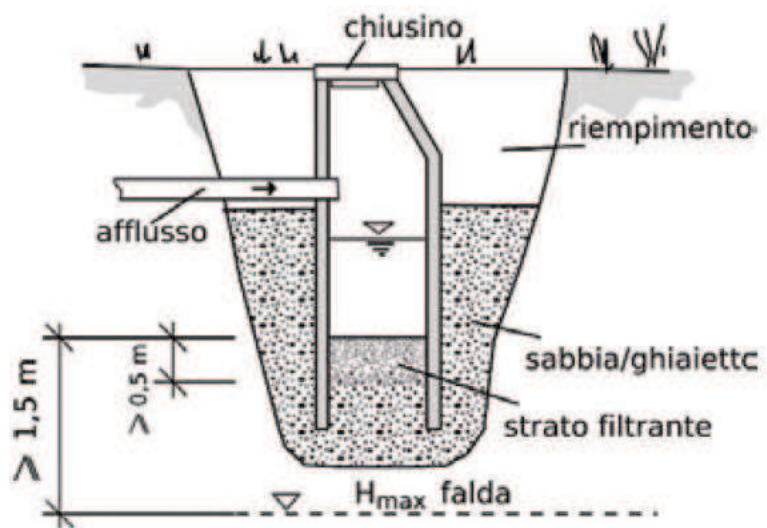
Lo scarico nel pozzo viene previsto sia per una questione di sicurezza idraulica, che per un aspetto tecnico di quote. Infatti lo scarico vasca/pozzo avviene ad una quota prestabilita della vasca che garantisce da un lato di non alterare gli aspetti legati alla sedimentazione delle particelle fini e dall'altro di mantenere il volume di laminazione entro i parametri di legge.

La laminazione viene gestita anche dalla capacità di invaso e infiltrazione offerta dai pozzi drenanti previsti, così da rispettare i parametri i legge.

La tecnica dei pozzi perdenti (o anche detti pozzi d'infiltrazione) è adatta al caso di suoli generalmente abbastanza permeabili e può essere adoperata per interventi a piccola scala.

In essi possono essere convogliate solamente acque meteoriche scarsamente inquinate, previo pretrattamento che deve comprendere almeno un'efficace sedimentazione.

In Figura si riporta uno schema tipo di un pozzo perdente:



2.6. Acque di prima pioggia

Con il regolamento regionale 4/2006 la Regione Lombardia ha disciplinato la separazione, il trattamento, e lo scarico delle acque di prima e seconda pioggia provenienti da attività produttive, dando attuazione alla delega in materia prevista prima dall'articolo 39 del D.lgs. 152/99 e poi dall'analogo articolo 113 del D.lgs. 152/06.

In base all'art. 3 in particolare si prevede che il tema debba essere trattato per le superfici scolanti di **estensione superiore a 2'000 mq.**

Il caso in esame non rientra tra le tipologie di attività soggette alle disposizioni del Regolamento Regionale, pertanto non si prevede una suddivisione sotto tale aspetto, bensì come detto la sola attività di sedimentazione delle particelle fini.

Infatti per il corretto funzionamento dei pozzi perdenti, malgrado la normativa non lo imponga, a supporto di tale meccanismo verranno previsti dei manufatti atti alla **sedimentazione delle particelle fini**, così da non creare disturbi nei processi di valle di dispersione a suolo.

Questi manufatti verranno inoltre utili per il controllo e manutenzione negli anni dei sistemi di collettamento e allontanamento delle acque meteoriche in piena sicurezza, sia per gli utenti dell'infrastruttura, che degli aspetti di equilibrio naturale.

2.7. Calcolo interventi in progetto

Innanzitutto si procede a determinare il volume di portata di deflusso sull'area in esame che attraverso le caditoie e un condotto di raccolta, porta le acque verso il sistema di filtraggio.

Per ogni sistema verranno fornite le specifiche e i dettagli di tutti i componenti.

2.8. Condotte di recapito acque meteoriche

Riguardo il caso in esame, per il calcolo della portata scolante sulla superficie impermeabile indagata, anche in base all'estensione ridotta in analisi, si parte da quanto proposto introducendo delle semplificazioni ritenute opportune.

Pertanto si considera l'utilizzo della formula di seguito proposta:

$$Q(t) = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

dove:

Q (t): portata massima al colmo per tempo di corrivazione t	[mc/s]
C: coefficiente di afflusso ≤ 1	[-]
i: l'intensità di pioggia in condizioni di t corrivazione	[mm/h]
A: area del bacino	[ha]

Per il tempo di corrivazione, per semplicità non si utilizza la Formula di Giandotti o simili, tarate su bacini di estensioni maggiori, bensì un valore compreso tra i 15 minuti e i 30 minuti, derivato dalla letteratura su casistiche similari. Nel caso specifico si prende a riferimento un tempo pari a **15 minuti**, simile a quelle preso in esame per i calcoli successivi del processo.

Per l'intensità della pioggia ed i volumi d'acqua da smaltire, considerati nella presente verifica idraulica, come in precedenza si fa riferimento alla curva di possibilità climatica fornita da ARPA Lombardia associata al **tempo di ritorno di 50 anni**. Nel proseguo della trattazione si predisporranno i calcoli di **verifica con tempo di ritorno T=100** anni per la definizione finale dell'intervento.

Pertanto per la trattazione in esame si ha:

$$a (T50) = 55,75 \text{ mm/h}$$

$$n = 0,2741 \text{ (in via prudenziale non si considera } n=0,50 \text{ anche se durate } < 1 \text{ ora)}$$

L'equazione di possibilità climatica risultante è la seguente:

$$h = 55,75 \cdot t^{0,2741}$$

Da cui risulta l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione $t = 0,25$

Ore (15 minuti):

$$i = a \cdot t^{n-1} = 55,75 \cdot 0,25^{(0,2741-1)} = 152,50 \text{ mm/h}$$

Si procede pertanto al calcolo dell'area interessata, prendendo a riferimento le tabelle proposte nei calcoli precedenti.

Si considerano i vari elementi che vanno a collettare le superfici impermeabili di competenza.

A1

A1.1

$$Q_{1.1} = \frac{[(0,0345 \cdot 1)] \cdot 152,50}{360} \cdot 1000 = 14,61 \text{ l/s}$$

A1.2

$$Q_{1.2} = \frac{[(0,0445 \cdot 1)] \cdot 152,50}{360} \cdot 1000 = 18,85 \text{ l/s}$$

A1.3,4

$$Q_{1.3,4} = \frac{[(0,0376 \cdot 1)] \cdot 152,50}{360} \cdot 1000 = 15,93 \text{ l/s}$$

A2

A2.1

$$Q_{2.1} = \frac{[(0,0445 \cdot 1)] \cdot 152,50}{360} \cdot 1000 = 18,85 \text{ l/s}$$

A2.2

$$Q_{2.2} = \frac{[(0,019 \cdot 1)] \cdot 152,50}{360} \cdot 1000 = 8,05 \text{ l/s}$$

A2.3

$$Q_{2.3} = \frac{[(0,047 \cdot 1)] \cdot 152,50}{360} \cdot 1000 = 19,91 \text{ l/s}$$

A3

A3.1

$$Q_{3.1} = \frac{[(0,025 \cdot 1)] \cdot 152,50}{360} \cdot 1000 = 10,59 \text{ l/s}$$

A3.2,3

$$Q_{3.2,3} = \frac{[(0,063 \cdot 1) + (0,0715 \cdot 0,3)] \cdot 152,50}{360} \cdot 1000 = 35,77 \text{ l/s}$$

Si procede al calcolo con un grado massimo di **riempimento pari al 70%** e T=50 anni, per verificare poi la condotta con portata di tempo di ritorno T=100 anni, affinché il dimensionamento riesca a sopportare in sicurezza il maggior carico idrico.

Portata delle tubazioni

La capacità di smaltimento di una rete idrica dipende dalla portata delle tubazioni delle singole tratte e da quella relativa alla sezione di chiusura.

La portata massima Q_{\max} di tubazioni circolari, dipende:

- dalla sezione di scorrimento, detta sezione idraulica o sezione bagnata
- dalla velocità di deflusso dell'acqua all'interno della condotta

La portata massima Q_{\max} si può esprimere mediante la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q_{\max} = v_{\max} \cdot A = k_s \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot A$$

dove:

v_{\max} = velocità massima di deflusso [m/s]

K_s = coefficiente di resistenza di Gauckler-Strickler [m^{1/3}/s]

i = pendenza [-]

R_H = raggio idraulico [m]

A = sezione idraulica o area bagnata [m²]

La portata massima comunque non corrisponde a quella relativa al grado massimo di riempimento della condotta.

Con riempimento parziale, si adottano le seguenti formule:

$$P = \left[\pi - \cos^{-1} \left(2 \cdot \frac{y}{D} - 1 \right) \right] \cdot D$$

Perimetro bagnato

$$A = \frac{D^2}{4} \left[\frac{\pi}{2} - \sin^{-1} \left(1 - 2 \cdot \frac{y}{D} \right) - 2 \left(1 - 2 \cdot \frac{y}{D} \right) \cdot \sqrt{\frac{y}{D} \left(1 - \frac{y}{D} \right)} \right]$$

Area bagnata

$$R_H = \frac{A}{P}$$

Raggio idraulico

$$b = \left[2 \cdot \sqrt{\frac{y}{D} \left(1 - \frac{y}{D} \right)} \right] \cdot D$$

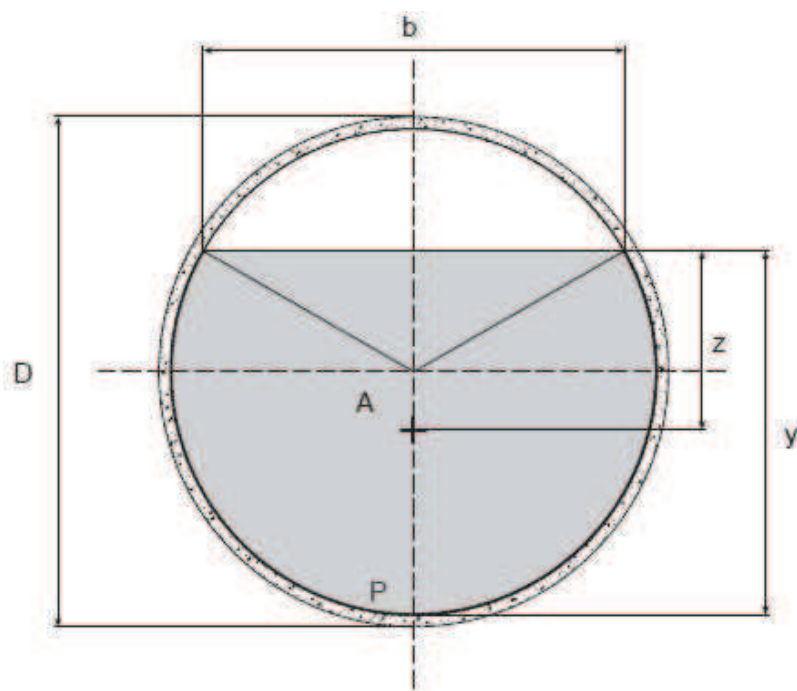
Larghezza specchio liquido

$$\text{Profondità del baricentro } z = \left[\frac{y}{D} - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{b^3}{6 \cdot A \cdot D} \right) \right] \cdot D$$

dove:

D = diametro della condotta

Y/D = grado di riempimento della condotta



Dati adottati:

Come detto si prevede per il calcolo un tempo di ritorno pari a **T=50** anni e un grado massimo di **riempimento del 70%**, per verificare a T=100 anni che il grado di riempimento in condotta e la velocità del fluido siano confacenti al diametro prescelto.

Il valore di **Ks** adottato **pari a 80 m^{1/3}/s**, si riferisce a condotte in **polietilene ad alta densità**, secondo quanto assunto da ASTM (*American Society for Testing and Materials International*) nelle proprie verifiche, e consigliato per canalizzazioni normali con pozzetti, allacci, tratti in curva e caditorie stradali.

La **pendenza** della tubazione si assume pari all' **1,0%**.

Si riporta la tabella dei diametri tratta dal sito di uno dei maggiori produttori di **tubazione in polietilene ad alta densità** della zona di intervento:

Diametro esterno (mm)	160	200	250	315	350	400	465	500	580	630	700	800	930	1000	1200	1395
Diametro interno (mm)	135	176	218	273	300	344	400	427	500	533	600	691	800	853	1024	1200
N° barre da 6 metri in un bancale	46	30	20	12	10	8	5	Sfuse								
Metri per autotreno	2208	1440	960	576	480	384	240	240	192	180	144	108	72	60	48	36

In particolare si scelgono 3 diametri identificativi DN200, DN250 e DN315 così si valutano le portate in condotta coi parametri al contorno definiti.

Pertanto si procede in base ai valori ricavati per le singole aree indagate a valutare la tubazione con le caratteristiche più adeguate in base al grado di riempimento ottenuto.

DN200

Diametro interno (mm)	176
------------------------------	------------

Pendenza ‰	10
-------------------	-----------

Ks (m^{1/3}/s)	80
-------------------------------	-----------

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q) "l/s"	Velocità (V) "m/s"
5%	8,80	4,5	0,6	33,84	0,12	0,26
8%	14,08	9,1	0,9	36,51	0,32	0,35
10%	17,60	12,7	1,1	37,83	0,51	0,40
15%	26,40	22,9	1,6	40,30	1,18	0,52
20%	35,20	34,6	2,1	42,09	2,12	0,61
25%	44,00	47,6	2,6	43,49	3,32	0,70
30%	52,80	61,4	3,0	44,62	4,75	0,77
35%	61,60	75,9	3,4	45,55	6,38	0,84
40%	70,40	90,9	3,8	46,33	8,17	0,90
45%	79,20	106,2	4,1	46,98	10,10	0,95
50%	88,00	121,6	4,4	47,53	12,13	1,00
55%	96,80	137,1	4,7	47,99	14,21	1,04
60%	105,60	152,4	4,9	48,37	16,30	1,07
65%	114,40	167,4	5,1	48,67	18,35	1,10
70%	123,20	181,9	5,2	48,90	20,31	1,12
75%	132,00	195,7	5,3	49,05	22,12	1,13
80%	140,80	208,6	5,4	49,11	23,71	1,14
85%	149,60	220,4	5,3	49,09	25,00	1,13
90%	158,40	230,6	5,2	48,95	25,85	1,12
95%	167,20	238,7	5,0	48,62	26,06	1,09
100%	176,00	243,3	4,4	47,53	24,26	1,00

DN250

Diametro interno (mm)	218
------------------------------	------------

Pendenza ‰	10
-------------------	-----------

Ks (m^{1/3}/s)	80
-------------------------------	-----------

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q) "l/s"	Velocità (V) "m/s"
5%	10,90	7,0	0,7	35,07	0,21	0,30
8%	17,44	14,0	1,1	37,83	0,56	0,40
10%	21,80	19,4	1,4	39,20	0,90	0,46
15%	32,70	35,1	2,0	41,77	2,09	0,59
20%	43,60	53,1	2,6	43,62	3,76	0,71
25%	54,50	73,0	3,2	45,07	5,88	0,81
30%	65,40	94,2	3,7	46,24	8,41	0,89
35%	76,30	116,4	4,2	47,20	11,29	0,97
40%	87,20	139,4	4,7	48,01	14,46	1,04
45%	98,10	162,9	5,1	48,69	17,88	1,10
50%	109,00	186,6	5,5	49,26	21,46	1,15
55%	119,90	210,3	5,8	49,74	25,14	1,20
60%	130,80	233,8	6,1	50,13	28,84	1,23
65%	141,70	256,8	6,3	50,44	32,47	1,26
70%	152,60	279,1	6,5	50,67	35,94	1,29
75%	163,50	300,3	6,6	50,83	39,14	1,30
80%	174,40	320,1	6,6	50,90	41,96	1,31
85%	185,30	338,1	6,6	50,87	44,23	1,31
90%	196,20	353,8	6,5	50,72	45,75	1,29
95%	207,10	366,3	6,2	50,39	46,12	1,26
100%	218,00	373,3	5,5	49,26	42,92	1,15

DN315

Diametro interno (mm)	273
------------------------------	------------

Pendenza ‰	10
-------------------	-----------

Ks (m^{1/3}/s)	80
-------------------------------	-----------

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q) "l/s"	Velocità (V) "m/s"
5%	13,65	10,9	0,9	36,41	0,38	0,34
8%	21,84	21,9	1,4	39,28	1,02	0,46
10%	27,30	30,5	1,7	40,70	1,63	0,54
15%	40,95	55,1	2,5	43,36	3,80	0,69
20%	54,60	83,3	3,3	45,29	6,85	0,82
25%	68,25	114,4	4,0	46,79	10,71	0,94
30%	81,90	147,7	4,7	48,00	15,32	1,04
35%	95,55	182,6	5,3	49,00	20,56	1,13
40%	109,20	218,6	5,8	49,84	26,35	1,21
45%	122,85	255,5	6,4	50,55	32,58	1,28
50%	136,50	292,7	6,8	51,14	39,10	1,34
55%	150,15	329,9	7,2	51,64	45,81	1,39
60%	163,80	366,7	7,6	52,04	52,54	1,43
65%	177,45	402,8	7,9	52,37	59,16	1,47
70%	191,10	437,7	8,1	52,61	65,48	1,50
75%	204,75	470,9	8,2	52,77	71,31	1,51
80%	218,40	502,0	8,3	52,84	76,44	1,52
85%	232,05	530,3	8,3	52,81	80,59	1,52
90%	245,70	554,9	8,1	52,66	83,35	1,50
95%	259,35	574,4	7,8	52,31	84,03	1,46
100%	273,00	585,3	6,8	51,14	78,21	1,34

In particolare:

A1

A1.1: Q= 14,61 l/s, DN200, riempimento 60%, 16,30 > 14,61, velocità pari a circa 1,07 m/s.

A1.2: Q= 18,85 l/s, DN200, riempimento 70%, 20,31 > 18,85, velocità pari a circa 1,12 m/s.

Nel tratto terminale Q1.1,2=33,46 l/s si adotta DN250, riempimento 70%.

A1.3,4: Q= 15,93 l/s, DN200, riempimento 60%, 16,30 > 15,93, velocità pari a circa 1,07 m/s.

Ingresso/Uscita vasca dissabatrice: Q=49,39 l/s, DN315 riempimento 60%, 52,54 > 49,39.

A2

A2.1: $Q = 18,85$ l/s, DN200, riempimento 70%, $20,31 > 18,85$, velocità pari a circa 1,12 m/s.

A2.2: $Q = 8,05$ l/s, DN200, riempimento 40%, $8,17 > 8,05$, velocità pari a circa 0,90 m/s.

A2.3: $Q = 19,91$ l/s, DN200, riempimento 70%, $20,31 > 19,91$, velocità pari a circa 1,12 m/s.

Ingresso/Uscita vasca dissabbatrice: $Q = 46,81$ l/s, DN315 riempimento 60%, $52,54 > 46,81$.

A3

A3.1: $Q = 10,59$ l/s, DN200, riempimento 50%, $12,13 > 10,59$, velocità pari a circa 1,00 m/s.

A3.2,3: $Q = 35,77$ l/s, DN250, riempimento 70%, $35,94 > 35,77$, velocità pari a circa 1,29 m/s.

Ingresso/Uscita vasca dissabbatrice: $Q = 46,36$ l/s, DN315 riempimento 60%, $52,54 > 46,36$.

2.9. Volumi di sedimentazione

La sedimentazione, o dissabbiatura, è un processo di rimozione per separazione gravitazionale delle particelle in sospensione nel refluo. In assenza di turbolenza, la grandezza fisica che quantifica la resistenza al libero movimento di una particella, dovuto alla forza di gravità ed alla spinta idrostatica, è detta forza di attrito viscoso, formulata mediante la legge di Stokes.

La gravità esercita la sua influenza prevalente sulle particelle fini fino a quando queste possiedono un diametro di circa 10-20 μ , al di sotto del quale livello la decantazione è fortemente ostacolata dalle forze di natura elettrostatica.

La fase di sedimentazione di un impianto di trattamento delle acque meteoriche contribuisce a rimuovere un'importante frazione degli inquinanti provenienti dal deflusso di pioggia che possono decantare autonomamente o venire inglobati nel particolato.

Anche un eventuale utilizzo di griglie o di altri tipi di barriere non apporta grossi vantaggi in quanto, se troppo fitte, possono creare scompensi di carattere idraulico, rallentando eccessivamente il deflusso, mentre se a maglia più larga servono semplicemente a trattenere i sedimenti più grossolani, diventando inefficaci per quelli più fini.

La vasche di sedimentazione non sono sottoposte a normativa specifica e non necessitano di particolari prescrizioni costruttive, nella maggior parte dei casi sono costituite da prefabbricati in calcestruzzo che ne garantiscono modularità e facilità di installazione.

Per rendere possibile la periodica rimozione dei sedimenti accumulati, le vasche sono dotate di accesso dall'alto mediante passo d'uomo.

Determinazione dell'intensità delle precipitazioni piovose

Sistemi di trattamento delle acque in continuo

Da letteratura si è ricavato come il valore medio della massima precipitazione in 15 minuti viene approssimato in difetto a 18 mm, pertanto avremo che i (intensità delle precipitazioni piovose) sarà uguale a 200 l/s-ha da cui:

$$i = 200 \frac{l}{s \cdot ha} / 10000 = 0,02 \frac{l}{s \cdot m^2}$$

Si considera per il caso in esame, come l'intensità di precipitazione sia da considerare attraverso il meccanismo della prima pioggia, non tanto per imposizioni legislative, per le quali si è dimostrato non essere vincolanti per il caso in esame, ma da un punto di vista fisico.

Infatti, il dilavamento delle superficie impermeabili che porta particelle fini da dover trattare attraverso la sedimentazione, riguarda appunto gli attimi iniziali dell'evento meteorico, da cui segue che:

i (intensità delle precipitazioni piovose) = 5 mm/m² per un tempo massimo di 15 min,

si ottiene

i = 20 mm/m² per un tempo di 1 h

da cui

$$i = \frac{20 \frac{mm}{m^2}}{3600s} = 0,0056 \frac{l}{s \cdot m^2}$$

Il coefficiente di afflusso (C_a) derivante dalla tipologia di superficie scolante, si determina tramite la tabella presentata:

Coefficiente di afflusso	Superficie
1	Superfici totalmente impermeabili
0,8	Cemento o ardesia
0,3	Ghiaia
0,3	Stabilizzato

Il coefficiente di ritardo (C_r) derivante dalla tipologia di superficie scolante, si tiene in considerazione solo per superfici scolanti >5'000 m² e quindi esula dal caso in esame, in quanto l'area totale dell'intervento risulta di dimensioni inferiori, per cui si considera solo il coefficiente C_a.

Il tempo di separazione (t_s) in funzione dei materiali solidi sedimentabili, varia a seconda delle determinazioni d'uso previste e deve essere compreso nell'intervallo tra 30 min e 45 min.

Tipologia di materiali sedimentati	Tempo di ritenzione in minuti
Sabbie e materiale particellare pesante	30
Polveri e materiale particellare leggero	45

Mentre si adotta la seguente tabella per la quantità di fango prevista per il calcolo del volume minimo del sedimentatore.

Tipologia della lavorazione		Coefficiente C_f
Ridotta	Tutte le aree di raccolta dell'acqua piovana in cui sono presenti piccole quantità di limo prodotto dal traffico o similari, vale a dire bacini di raccolta in aree di stoccaggio carburante e stazioni di rifornimento coperte.	100
Media	Stazioni di rifornimento, autolavaggi manuali, lavaggio di componenti, aree di lavaggio bus.	200
Elevata	Impianti di lavaggio per veicoli da cantiere, macchine da cantiere, aree di lavaggio autocarri, autolavaggi self-service.	300

Formule per il calcolo dei volumi delle vasche -

Trattamento delle acque reflue di dilavamento con impianto di sedimentazione in continuo

Si prevedono impianti per il trattamento delle acque in continuo che hanno la specifica funzione di trattare in maniera statica, senza ausilio di organi elettromeccanici, le acque di dilavamento superficiale al fine di smaltirle nei processi posti a valle.

Volume totale delle vasche = Volume V_{SED} + V_{SEP}

V_{SED} = volume di sedimentazione

V_{SEP} = volume di separazione

Portata $Q = S \times C_a \times i$

Volume di sedimentazione (volume dei fanghi): $V_{SED} = Q \times C_f$

Volume di separazione: $V_{SEP} = Q \times t_s$

Volume totale manufatto: $V_{TOT} = V_{SED} + V_{SEP}$

dove:

Q: Portata dei reflui dovuta all'evento meteorico [l/s]

S: Superficie scolante drenante servita dalla rete di drenaggio [m²]

i: Intensità delle precipitazioni piovose definita pari a 0,0056 [l/s m²]

C_a coefficiente di afflusso	[-]
C_f Coefficiente quantità di fango prevista per le singole tipologie di lavorazione	[-]
t_s tempo di ritenzione	[min]
V_{SED} : Volume utile della vasca di sedimentazione dei fanghi	[m ³]
V_{SEP} : Volume utile della vasca di separazione	[m ³]

Si considera un tempo di separazione t_s pari a 30 min, visto che si ha un dilavamento da coperture e piazzali soprattutto, dove si prevede di ricavare per lo più materiale particellare pesante.

Si prevedono tre distinte vasche di laminazione, sempre seguendo l'impostazione data della divisione areale.

Tali vasche saranno posizionate nelle aree verdi presenti per i comparti A1 e A2, metre sulla strada per il parcheggio A3, per facilitare il successivo ingresso ai pozzi perdenti.

Si rimanda alla tavola allegata per una rappresentazione più dettagliata di quanto citato.

VASCA A1

Dati in ingresso

Vasca laminazione/sedimentazione

$$A_{1.1+1.2+1.3+1.4} = 1'166,00 \text{ mq}$$

$$C_a = 1$$

$$t_s = 30 \text{ min}$$

$$C_f = 100$$

$$i = 0,0056 \text{ l/s}\cdot\text{m}^2$$

➤ Portata

$$Q = 1'166,00 \text{ mq} \times 1 \times 0,0056 \text{ l/s} \cdot \text{mq} = 6,53 \text{ l/s}$$

➤ Dimensionamento volume di sedimentazione

$$V_{\text{SED}} = 6,53 \text{ l/s} \times 100 / 1000 \text{ l/m}^3 = 0,65 \text{ m}^3$$

➤ Dimensionamento volume di separazione

$$V_{\text{SEP}} = 6,53 \text{ l/s} \times 30 \text{ min} \cdot 60 \text{ sec/min} / 1000 \text{ l/m}^3 = 11,75 \text{ m}^3$$

➤ Volume totale vasca

$$V_{\text{TOT}} = 0,65 \text{ m}^3 + 11,75 \text{ m}^3 \approx \mathbf{12,40 \text{ m}^3}$$

VASCA A2

Dati in ingresso

Vasca laminazione/sedimentazione

$$A_{2.1+2.2+2.3} = 1'105,00 \text{ mq}$$

$$C_a = 1$$

$$t_s = 30 \text{ min}$$

$$C_f = 100$$

$$i = 0,0056 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$$

➤ Portata

$$Q = 1'105,00 \text{ mq} \times 1 \times 0,0056 \text{ l/s} \cdot \text{mq} = 6,19 \text{ l/s}$$

➤ Dimensionamento volume di sedimentazione

$$V_{\text{SED}} = 6,19 \text{ l/s} \times 100 / 1000 \text{ l/m}^3 = 0,62 \text{ m}^3$$

➤ Dimensionamento volume di separazione

$$V_{SEP} = 6,19 \text{ l/s} \times 30\text{min} \times 60\text{sec/min} / 1000 \text{ l/m}^3 = 11,14 \text{ m}^3$$

➤ Volume totale vasca

$$V_{TOT} = 0,62 \text{ m}^3 + 11,14 \text{ m}^3 \approx 11,76 \text{ m}^3$$

VASCA A3

Dati in ingresso

Vasca laminazione/sedimentazione

$$A_{3.1+3.2} = 880,00 \text{ mq}$$

$$C_a = 1$$

$$t_s = 30 \text{ min}$$

$$C_f = 100$$

$$i = 0,0056 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$$

➤ Portata

$$Q = 880,00 \text{ mq} \times 1 \times 0,0056 \text{ l/s} \cdot \text{mq} = 4,93 \text{ l/s}$$

➤ Dimensionamento volume di sedimentazione

$$V_{SED} = 4,93 \text{ l/s} \times 100 / 1000 \text{ l/m}^3 = 0,493 \text{ m}^3$$

➤ Dimensionamento volume di separazione

$$V_{SEP} = 4,93 \text{ l/s} \times 30\text{min} \times 60\text{sec/min} / 1000 \text{ l/m}^3 = 8,874 \text{ m}^3$$

➤ Volume totale vasca

$$V_{TOT} = 0,493 \text{ m}^3 + 8,874 \text{ m}^3 \approx 9,40 \text{ m}^3$$

A progetto si prevedono pertanto vasche sia realizzate in opera che prefabbricate della capienza indicata:

Volume di separazione Vs (mc)	Portata Q con Ts=5 min. (lt/sec)	Portata Q con Ts=25 min. (lt/sec)	Dimen. esterne Dissabbiatore (cm)			Peso Vasca (Q)
			A Larg.	B Lung.	H Altezza	
1,7	5,67	1,13	125	130	150	21,2
2,5	8,33	1,67	125	180	150	26,0
3,5	11,67	2,33	175	180	150	32,0
4,9	16,33	3,27	180	240	150	51,3
6,0	20,00	4,00	180	300	150	59,9
7,5	25,00	5,00	180	270	200	67,0
9,0	30,00	6,00	180	320	200	75,4
10,5	35,00	7,00	180	370	200	83,8
12,0	40,00	8,00	180	420	200	104,6
13,5	45,00	9,00	180	470	200	113,1
15,0	50,00	10,00	180	520	200	121,5
16,5	55,00	11,00	180	570	200	130,0
21,0	70,00	14,00	246	420	250	155,0
26,0	86,67	17,33	246	520	250	182,8
30,0	100,00	20,00	246	570	250	194,0
35,0	116,67	23,33	246	670	250	216,3
40,0	133,33	26,67	246	770	250	244,1
45,0	150,00	30,00	246	870	250	266,5
50,0	166,67	33,33	246	970	250	294,3

V3
V2
V1

Nello specifico:

Vasca V1: 13,50 mc > 12,40 mc Dimensioni: cm 180 x 470 x h 200

Vasca V2: 12,00 mc > 11,76 mc Dimensioni: cm 180 x 420 x h 200

Vasca V3: 10,50 mc > 9,40 mc Dimensioni: cm 180 x 370 x h 200

2.10. Pozzi perdenti

Il dimensionamento del pozzo perdente consiste nel determinare correttamente la sua profondità e il suo diametro.

Il calcolo procede fissando il numero di pozzi a servizio dell'area drenata, il diametro di un singolo pozzo e ricavando la massima altezza del pozzo attraverso l'equazione di continuità:

$$(Q_i - Q_u) \cdot \Delta t = \Delta W$$

dove:

Q_i è la portata in ingresso all'invaso,

Q_u è la portata uscente dall'invaso,

Δt è l'intervallo di tempo,

ΔW variazione del volume invasato nell'intervallo di tempo Δt .

Il tasso di infiltrazione è strettamente connesso alle caratteristiche di permeabilità del terreno che circonda il pozzo. Grazie al suo volume interno il pozzo è inoltre in grado di assolvere un ulteriore certo grado di accumulo e di laminazione del deflusso meteorico (capacità di invasato).

I pozzi perdenti presenti sul mercato sono formati da un insieme di anelli fenestrati in calcestruzzo vibrocompresso sovrapponibili e impilabili tramite un sistema denominato "a bicchiere". I diametri degli anelli tipicamente in commercio oscillano tra i 100 e i 200 cm con un'altezza del singolo modulo variabile tra i 13 e i 50 cm. La capacità di invasato varia tipicamente da 300 fino a 9000 litri. In Tabella sottostante sono elencate alcune caratteristiche dei pozzi perdenti attualmente in commercio e l'entità delle superfici drenate.

Caratteristiche pozzo perdente	Altezza complessiva del pozzo	Capacità (l)	Superficie scolanti servite (m ²) in presenza di un terreno con permeabilità:		
			Bassa	Media	Alta
Pozzo perdente Diam. 100	2-3	1576-2358	175-260	280-420	700-1045
Pozzo perdente Diam. 125 carrabile leggero	2-3	2452-3678	315-475	510-760	1270-1900
Pozzo perdente Diam. 150 carrabile leggero	2-3	3532-5298	390-590	630-940	1570-2350
Pozzo perdente Diam. 200 carrabile leggero	2-3	6280-9420	690-1050	1100-1675	2740-4180

Lo scavo per il posizionamento dei pozzi perdenti deve essere eseguito con mezzo meccanico e dimensionato in modo che possa consentire lo svolgimento delle operazioni di lavoro. Le pareti laterali possono essere verticali oppure con inclinazione variabile in funzione della tipologia del terreno. La capacità portante del pozzo perdente dipende dalla corretta preparazione del piano di posa; in sostituzione della platea di fondo si pone uno strato di sabbia compattata sovrapposta ad una base di pietrame e pietrisco per uno spessore di circa 40-50 cm. Gli anelli forati in calcestruzzo devono essere posizionati l'uno sull'altro partendo dal basso e procedendo verso l'alto senza sigillatura dei giunti.

Collegare il pozzo avendo cura di posizionare i tubi ad una quota di almeno -50 cm dal piano finito del terreno, per evitare il congelamento ed evitare schiacciamenti qualora la superficie attorno al pozzo sia carrabile.

Intorno alla parete forata del pozzo si pone uno strato di pietrisco/ghiaia, sistemato anch'esso ad anello, per uno spessore in senso orizzontale di circa 50-100 cm e di granulometria crescente procedendo verso le pareti del pozzo, in modo da facilitare il deflusso delle acque ed evitare l'intasamento dei fori disperdenti. Si può posizionare uno strato di "tessuto non tessuto" tra il dreno circostante e il pozzo per prevenire eventuali occlusioni e quindi modificare la capacità filtrante.

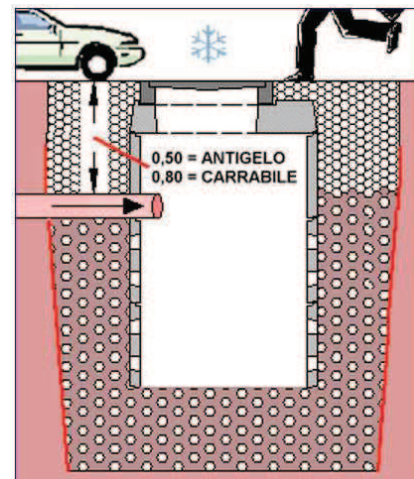
Prima del posizionamento è bene verificare che la **falda deve essere posta ad almeno 2 m** dal fondo del pozzo perdente, ampiamente **verificato per il caso in esame (da -8 a -15 m dal p.c.)**.

Si procede a presentare i calcoli per la determinazione della tipologia in numero e dimensioni dei pozzi perdenti necessari per gestire le acque meteoriche del progetto per il sito in esame.

Prendendo in rassegna i vari campi si ha che:

- come valore di permeabilità del terreno si associa in base a quanto desunto dalla relazione geologica e considerazione correlata, un valore pari a **$K= 1*10^{-5}$ m/s;**
- si considera un **diametro interno dell'anello pari a 200 cm**, ritenuta una misura idonea sia per le superficie in gioco, che per futuri aspetti di controllo e manutentivi;

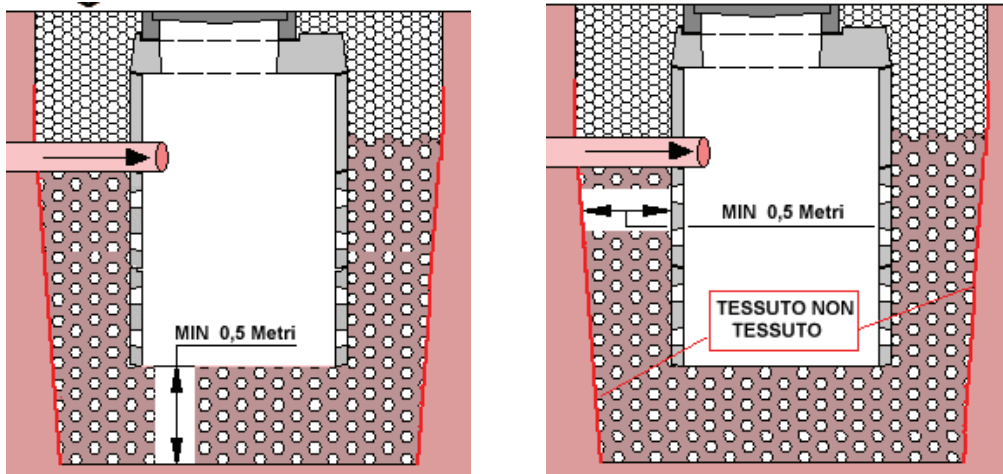
- come **profondità del tubo di ingresso un valore pari a 50 e 80 centimetri**, infatti dovendo gestire un passaggio carrabile sopra il manufatto (parcheggio), non viene tenuto in considerazione solo l'aspetto antigelivo. Tale aspetto risulta comunque conforme con il posizionamento dell'uscita della condotta dal pozzetto selezionatore e relativa pendenza verso il pozzo.



- Il numero e diametro dei fori di drenaggio derivano dall'analisi effettuata per i rispettivi prodotti da una ditta commerciale, risulta un dato medio proponibile per la soluzione in esame. Si precisa inoltre come sia il numero che il diametro di fori non influenzano il calcolo dimensionale effettuato, in quanto ci si è basati solo su una dispersione sul fondo del pozzo, per garantire il massimo principio di invaso rispetto alla dispersione a suolo, come promosso da Regione Lombardia. Si valuterà in sede di esecuzione intervento l'eventuale necessità di predisporre eventuali anelli finestrati.



- Lo **spessore del ghiaione** sia laterale che sottostante il manufatto, viene previsto **pari a minimo 100 cm** (conforme al minimo di 50 cm), ritenuto dallo scrivente un valore consono per la tipologia di intervento presentato. Sul ghiaione ben costipato vengono collocati gli anelli disperdenti prefabbricati.



Calcolo pozzi perdenti

A1

Il volume da trattare con pozzi perdenti risulta essere pari a $W_0(A1) = 78,02 \text{ m}^3$.

Diametro interno pozzo	D_i	2	m
Altezza utile pozzo	H_i	4	m
Coeff. Permeabilità	K	1,0E-05	m/s
Larghezza corona esterna drenante	L	1	m
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		78,02	mc
Volume assorbito da un pozzo		0,29	mc
Volume accumulato da un pozzo		23,86	mc
Volume totale per pozzo		24,15	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		3,23	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		4	num

Si ottiene un **volume accumulato dai pozzi pari a 96,60 mc > 78,02 mc** dedotti dai calcoli di progetto.

A2

Il volume da trattare con pozzi perdenti risulta essere pari a $W_0(A1) = 90,87 \text{ m}^3$.

Diametro interno pozzo	Di	2	m
Altezza utile pozzo	Hi	4	m
Coeff. Permeabilità	K	1,0E-05	m/s
Larghezza corona esterna drenante	L	1	m
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		90,87	mc
Volume assorbito da un pozzo		0,29	mc
Volume accumulato da un pozzo		23,86	mc
Volume totale per pozzo		24,15	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		3,76	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		4	num

Si ottiene un **volume accumulato dai pozzi pari a 96,60 mc > 90,87 mc** dedotti dai calcoli di progetto.

A3

Il volume da trattare con pozzi perdenti risulta essere pari a $W_0(A1) = 85,77 \text{ m}^3$.

Diametro interno pozzo	Di	2	m
Altezza utile pozzo	Hi	4	m
Coeff. Permeabilità	K	1,0E-05	m/s
Larghezza corona esterna drenante	L	1	m
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		85,77	mc
Volume assorbito da un pozzo		0,29	mc
Volume accumulato da un pozzo		23,86	mc
Volume totale per pozzo		24,15	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		3,55	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		4	num

Si ottiene un **volume accumulato dai pozzi pari a 96,60 mc > 85,77 mc** dedotti dai calcoli di progetto.

Passaggio successivo consiste nel determinare il tempo di residenza idraulica per verificare il limite imposto da normative < 48 ore. In questo caso si procede adottando un valore medio tra il coefficiente k del terreno e quello della corona circolare (in materiale ghiaioso).

Si potrebbe adottare un valore pari a $1 \cdot 10^{-4}$, ma in via cautelativa si adotta un valore pari a $5 \cdot 10^{-5}$.

Si ha che:

$$T = \frac{V_{IN}}{Q_{OUT}} = \frac{V_{IN}}{Q_{INF}} = \frac{V_{IN}}{S_{INF} \cdot k} = \frac{V_{IN}}{n^{\circ} \text{pozzi} \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{2} \cdot k}$$

Volumi	V calcoli normativa			V calcoli pozzi		n° pozzi	Tempo svuotamento	
A1	78,02	mc		96,6	mc	4	34,51	ore
A2	90,87	mc		96,6	mc	4	40,19	ore
A3	85,77	mc		96,6	mc	4	37,94	ore

Si ricava come il tempo di svuotamento sia rispettato da normativa, presentando un valore < 48 ore.

Si è dimostrato attraverso i calcoli proposti, come l'intervento in esame rispetta tutti i limiti e criteri imposti dalla normativi di settore, pertanto si ritiene ammissibile procedere come ipotizzato, adottando il sistema presentato, senza recapito né in corpo idrico superficiale né in condotto fognario, seguendo l'ottica alla base del concetto di invarianza idraulica.

3. VERIFICHE

3.1. Condotti T=100 anni

Come previsto dalla normativa per gli organi "finali di scarico", in questo caso a suolo tramite pozzi perdenti, si procede ad operare una verifica con tempo di ritorno T=100 anni, così da avere un sistema che riesca a gestire in sicurezza anche gli eventi a forte criticità.

Si procede con la verifica dei condotti di recapito delle acque dalla caditoie stradali al sistema drenante a blocchi operata per T=100 anni, che consiste nel verificare il grado di riempimento e la velocità del fluido nelle condotte di recapito ai manufatti e poi a suolo.

Pertanto per la trattazione in esame si ha:

a T100= 61,97 mm/h

n = 0,2741 (in via prudenziale non si considera n=0,50 anche se durate < 1 ora)

L'equazione di possibilità climatica risultante è la seguente:

$$h = 61,97 \cdot t^{0,2741}$$

Da cui risulta l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione t= 0,25

ore:

$$i = a \cdot t^{n-1} = 61,97 \cdot t^{(0,2741-1)} = 169,52 \text{ mm/h}$$

da cui risulta:

A1

A1.1

$$Q_{1.1} = \frac{[(0,0345 \cdot 1)] \cdot 169,52}{360} \cdot 1000 = 16,25 \text{ l/s}$$

A1.2

$$Q_{1.2} = \frac{[(0,0445 \cdot 1)] \cdot 169,52}{360} \cdot 1000 = 20,95 \text{ l/s}$$

Nel tratto terminale $Q_{1.1,2}=37,2 \text{ l/s}$ si adotta DN250.

A1.3,4

$$Q_{1.3,4} = \frac{[(0,0376 \cdot 1)] \cdot 169,52}{360} \cdot 1000 = 17,70 \text{ l/s}$$

A2

A2.1

$$Q_{2.1} = \frac{[(0,0445 \cdot 1)] \cdot 169,52}{360} \cdot 1000 = 20,95 \text{ l/s}$$

A2.2

$$Q_{2.2} = \frac{[(0,019 \cdot 1)] \cdot 169,52}{360} \cdot 1000 = 8,95 \text{ l/s}$$

A2.3

$$Q_{2.3} = \frac{[(0,047 \cdot 1)] \cdot 169,52}{360} \cdot 1000 = 22,13 \text{ l/s}$$

A3

A3.1

$$Q_{3.1} = \frac{[(0,025 \cdot 1)] \cdot 169,52}{360} \cdot 1000 = 11,77 \text{ l/s}$$

A3.2,3

$$Q_{3.2,3} = \frac{[(0,063 \cdot 1) + (0,0715 \cdot 0,3)] \cdot 169,52}{360} \cdot 1000 = 39,77 \text{ l/s}$$

DN200

Diametro interno (mm)	176
------------------------------	------------

Pendenza ‰	10
-------------------	-----------

Ks (m1/3/s)	80
--------------------	-----------

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q) "l/s"	Velocità (V) "m/s"
5%	8,80	4,5	0,6	33,84	0,12	0,26
8%	14,08	9,1	0,9	36,51	0,32	0,35
10%	17,60	12,7	1,1	37,83	0,51	0,40
15%	26,40	22,9	1,6	40,30	1,18	0,52
20%	35,20	34,6	2,1	42,09	2,12	0,61
25%	44,00	47,6	2,6	43,49	3,32	0,70
30%	52,80	61,4	3,0	44,62	4,75	0,77
35%	61,60	75,9	3,4	45,55	6,38	0,84
40%	70,40	90,9	3,8	46,33	8,17	0,90
45%	79,20	106,2	4,1	46,98	10,10	0,95
50%	88,00	121,6	4,4	47,53	12,13	1,00
55%	96,80	137,1	4,7	47,99	14,21	1,04
60%	105,60	152,4	4,9	48,37	16,30	1,07
65%	114,40	167,4	5,1	48,67	18,35	1,10
70%	123,20	181,9	5,2	48,90	20,31	1,12
75%	132,00	195,7	5,3	49,05	22,12	1,13
80%	140,80	208,6	5,4	49,11	23,71	1,14
85%	149,60	220,4	5,3	49,09	25,00	1,13
90%	158,40	230,6	5,2	48,95	25,85	1,12
95%	167,20	238,7	5,0	48,62	26,06	1,09
100%	176,00	243,3	4,4	47,53	24,26	1,00

DN250

Diametro interno (mm)	218
------------------------------	------------

Pendenza ‰	10
-------------------	-----------

Ks (m1/3/s)	80
--------------------	-----------

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q) "l/s"	Velocità (V) "m/s"
5%	10,90	7,0	0,7	35,07	0,21	0,30
8%	17,44	14,0	1,1	37,83	0,56	0,40
10%	21,80	19,4	1,4	39,20	0,90	0,46
15%	32,70	35,1	2,0	41,77	2,09	0,59
20%	43,60	53,1	2,6	43,62	3,76	0,71
25%	54,50	73,0	3,2	45,07	5,88	0,81
30%	65,40	94,2	3,7	46,24	8,41	0,89
35%	76,30	116,4	4,2	47,20	11,29	0,97
40%	87,20	139,4	4,7	48,01	14,46	1,04
45%	98,10	162,9	5,1	48,69	17,88	1,10
50%	109,00	186,6	5,5	49,26	21,46	1,15
55%	119,90	210,3	5,8	49,74	25,14	1,20
60%	130,80	233,8	6,1	50,13	28,84	1,23
65%	141,70	256,8	6,3	50,44	32,47	1,26
70%	152,60	279,1	6,5	50,67	35,94	1,29
75%	163,50	300,3	6,6	50,83	39,14	1,30
80%	174,40	320,1	6,6	50,90	41,96	1,31
85%	185,30	338,1	6,6	50,87	44,23	1,31
90%	196,20	353,8	6,5	50,72	45,75	1,29
95%	207,10	366,3	6,2	50,39	46,12	1,26
100%	218,00	373,3	5,5	49,26	42,92	1,15

DN315

Diametro interno (mm)	273
------------------------------	------------

Pendenza ‰	10
-------------------	-----------

Ks (m^{1/3}/s)	80
-------------------------------	-----------

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q) "l/s"	Velocità (V) "m/s"
5%	13,65	10,9	0,9	36,41	0,38	0,34
8%	21,84	21,9	1,4	39,28	1,02	0,46
10%	27,30	30,5	1,7	40,70	1,63	0,54
15%	40,95	55,1	2,5	43,36	3,80	0,69
20%	54,60	83,3	3,3	45,29	6,85	0,82
25%	68,25	114,4	4,0	46,79	10,71	0,94
30%	81,90	147,7	4,7	48,00	15,32	1,04
35%	95,55	182,6	5,3	49,00	20,56	1,13
40%	109,20	218,6	5,8	49,84	26,35	1,21
45%	122,85	255,5	6,4	50,55	32,58	1,28
50%	136,50	292,7	6,8	51,14	39,10	1,34
55%	150,15	329,9	7,2	51,64	45,81	1,39
60%	163,80	366,7	7,6	52,04	52,54	1,43
65%	177,45	402,8	7,9	52,37	59,16	1,47
70%	191,10	437,7	8,1	52,61	65,48	1,50
75%	204,75	470,9	8,2	52,77	71,31	1,51
80%	218,40	502,0	8,3	52,84	76,44	1,52
85%	232,05	530,3	8,3	52,81	80,59	1,52
90%	245,70	554,9	8,1	52,66	83,35	1,50
95%	259,35	574,4	7,8	52,31	84,03	1,46
100%	273,00	585,3	6,8	51,14	78,21	1,34

In particolare:

A1

A1.1: $Q = 16,25$ l/s, DN200, riempimento 60%, $16,30 > 16,25$, velocità pari a circa 1,07 m/s.

A1.2: $Q = 20,95$ l/s, DN200, riempimento 75%, $22,12 > 20,95$, velocità pari a circa 1,13 m/s.

Nel tratto terminale $Q_{1.1,2} = 37,2$ l/s si adotta DN250, riempimento 75%.

A1.3,4: $Q = 15,93$ l/s, DN200, riempimento 60%, $16,30 > 15,93$, velocità pari a circa 1,07 m/s.

Ingresso/Uscita vasca dissabbatrice: $Q = 53,13$ l/s, DN315 riempimento 65%, $59,16 > 53,13$.

A2

A2.1: $Q = 20,95$ l/s, DN200, riempimento 75%, $22,12 > 20,95$, velocità pari a circa 1,13 m/s.

A2.2: $Q = 8,95$ l/s, DN200, riempimento 45%, $10,10 > 8,95$, velocità pari a circa 0,95 m/s.

A2.3: $Q = 22,13$ l/s, DN200, riempimento 75%, $22,12 \approx 22,13$, velocità pari a circa 1,13 m/s.

Ingresso/Uscita vasca dissabbatrice: $Q = 52,03$ l/s, DN315 riempimento 60%, $52,54 > 52,03$.

A3

A3.1: $Q = 11,77$ l/s, DN200, riempimento 50%, $12,13 > 11,77$, velocità pari a circa 1,00 m/s.

A3.2,3: $Q = 39,77$ l/s, DN250, riempimento 80%, $41,96 > 39,77$, velocità pari a circa 1,31 m/s.

Ingresso/Uscita vasca dissabbatrice: $Q = 51,54$ l/s, DN315 riempimento 60%, $52,54 > 51,54$.

Si evince che sempre con grado di riempimento massimo intorno al 70%-75% le condotte risultano verificate anche con portata di tempo di ritorno $T=100$ anni.

Unica condotta che presenta un riempimento pari all'80% risulta essere la A3.2,3, che riguarda il parcheggio, dove sono stati considerati anche gli stalli permeabili, pertanto si ritiene di accettare questo grado di riempimento dovuto ai calcoli cautelativi.

3.2. Pozzi perdenti T=100 anni

Per verificare i pozzi perdenti a T=100 anni, serve determinare il volume da trattare in tale situazione pluviometrica, pertanto si presentano i calcoli con il tempo di ritorno prefissato.

$S = 4'736,00 \text{ m}^2$ che corrispondono a 0,4736 ha

$a (T100) = 61,97 \text{ mm/h}$

$n = 0,2741$

$\phi = 0,77$

Pertanto per quanto citato in base al valore massimo ammissibile adottato u_{lim} pari a 10 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento (Art. 8 comma 1), si ha:

$$u_{\text{lim}} = 10 \frac{l}{s \cdot ha}$$

da cui risulta:

$$Q_{u,\text{lim}} = S \cdot \phi \cdot u_{\text{lim}} = 0,4736ha \cdot 0,77 \cdot 10 \frac{l}{s \cdot ha} = 3,65 l/s$$

si calcola la durata critica adottando $n=0,347$ ricavato dai dati ARPA.

$$D_w = \left(\frac{Q_{u,\text{lim}}}{2,78 \cdot S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} = \left(\frac{3,65 \frac{l}{s}}{2,78 \cdot 0,4736ha \cdot 0,77 \cdot 61,97 \frac{mm}{h} \cdot 0,2741} \right)^{\frac{1}{0,2741-1}}$$
$$= 8,48h$$

ricavata la durata critica si procedere al calcolo del volume di laminazione

$$W_0 = 10 \cdot S \cdot \phi \cdot a \cdot D_w^n - 3,6 \cdot Q_{u,\text{lim}} \cdot D_w = 10 \cdot 0,4736ha \cdot 0,77 \cdot 61,97 \frac{mm}{h} \cdot 8,48^{0,2741} - 3,6 \cdot 3,65 \frac{l}{s} \cdot 8,48h = 294,60 \text{ m}^3$$

Tale parametro viene suddiviso nelle 3 aree di competenza attraverso una ricalibrazione areale, pertanto:

$$W_0 (A1)_{T100} = 90,26 \text{ m}^3$$

$$W_0 (A2)_{T100} = 105,12 \text{ m}^3$$

$$W_0 (A3)_{T100} = 99,22 \text{ m}^3$$

Verifica pozzi perdenti

A1

Il volume da trattare con pozzi perdenti risulta essere pari a **$W_0 (A1)_{T100} = 90,26 \text{ m}^3$** .

Diametro interno pozzo	Di	2	m
Altezza utile pozzo	Hi	4	m
Coeff. Permeabilità	K	1,0E-05	m/s
Larghezza corona esterna drenante	L	1	m
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		90,26	mc
Volume assorbito da un pozzo		0,29	mc
Volume accumulato da un pozzo		23,86	mc
Volume totale per pozzo		24,15	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		3,74	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		4	num

Si ottiene un **volume accumulato dai pozzi pari a 96,60 mc > 90,26 mc** dedotti dai calcoli di verifica.

A2

Il volume da trattare con pozzi perdenti risulta essere pari a $W_0(A1) = 105,12 \text{ m}^3$.

Diametro interno pozzo	Di	2	m
Altezza utile pozzo	Hi	4	m
Coeff. Permeabilità	K	1,0E-05	m/s
Larghezza corona esterna drenante	L	1,2	m
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		105,12	mc
Volume assorbito da un pozzo		0,29	mc
Volume accumulato da un pozzo		27,03	mc
Volume totale per pozzo		27,32	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		3,85	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		4	num

Per ottenere soddisfatta la verifica, si deve aumentare la **corona circolare da cm 100 a cm 120**; così facendo si ottiene un **volume accumulato dai pozzi pari a 109,28 mc > 105,12 mc** dedotti dai calcoli di verifica.

A3

Il volume da trattare con pozzi perdenti risulta essere pari a $W_0(A1) = 99,22 \text{ m}^3$.

Diametro interno pozzo	Di	2	m
Altezza utile pozzo	Hi	4	m
Coeff. Permeabilità	K	1,0E-05	m/s
Larghezza corona esterna drenante	L	1,1	m
Volume netto da smaltire dal sistema drenante		99,22	mc
Volume assorbito da un pozzo		0,29	mc
Volume accumulato da un pozzo		25,41	mc
Volume totale per pozzo		25,70	mc
CALCOLO POZZI PERDENTI		3,86	num
ARROTONDAMENTO NUMERO POZZI PERDENTI		4	num

Per ottenere soddisfatta la verifica, si deve aumentare la **corona circolare da cm 100 a cm 110**; così facendo si ottiene un **volume accumulato dai pozzi pari a 102,80 mc > 99,22 mc** dedotti dai calcoli di verifica.

3.3. Verifica statica delle tubazioni flessibili

3.3.1. Premessa

Lo scopo delle verifiche riportate nel presente capitolo è di accertare che le tubazioni in progetto siano in grado di resistere, con un adeguato margine di sicurezza, ai carichi agenti su di esse, rispettando le condizioni necessarie per il normale esercizio ed assicurandone la conservazione e la funzionalità nel tempo.

La verifica statica di una tubazione interrata consiste, quindi, nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, cioè compatibili con la geometria e il materiale della tubazione e con le esigenze di progetto e di funzionalità.

Il criterio di verifica da adottare dipende dal comportamento della tubazione nei confronti della deformabilità, cioè dalla "elasticità in sito". Il comportamento statico di una tubazione interrata dipende dalla resistenza del materiale costituente la condotta, da quella del materiale che la circonda e da come quest'ultimo è sistemato, cioè dalla metodologia di posa e dalla tipologia dell'appoggio che concorrono a contrastare l'ovalizzazione del tubo.

Per valutare il comportamento statico di una tubazione flessibile, non si può fare riferimento, come nel caso delle tubazioni rigide, al carico di rottura, semplicemente per il fatto che la deformazione del tubo risulta inaccettabile molto prima che si raggiunga il carico di rottura per schiacciamento.

Pertanto, per la verifica statica delle tubazioni flessibili si possono seguire le indicazioni riportate nella norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 che si riferisce a tubi a pressione in resine termoidurenti rinforzate con fibre di vetro, ma che può essere ragionevolmente estesa a tutti i materiali plastici e alle tubazioni flessibili in generale.

Le verifiche vengono effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali utilizzati; è noto infatti, che i materiali plastici vanno incontro ad un decadimento nel tempo delle loro caratteristiche meccaniche.

Le operazioni da effettuarsi nell'ambito della verifica statica delle tubazioni flessibili sono le seguenti:

- valutazione e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine
- valutazione e verifica della massima sollecitazione a flessione della sezione trasversale
- valutazione e verifica del carico critico di collasso per ogni sezione critica vengono scelti i parametri specifici per poter effettuare la verifica.

Di seguito vengono elencate le procedure di calcolo, che saranno eseguite sia sulla condotta nel parcheggio che lungo la strada essendo le uniche su cui possono transitare mezzi, mentre le altre essendo in porzioni interne all'edificio non saranno soggette a tali risultanza.

Pertanto si verifica sia la condotta DN200 che DN250, mentre la condotta DN315 non necessita di verifica essendo posta in area senza passaggio di mezzi.

3.3.2. Analisi dei carichi

Calcolo del carico dovuto al reinterro e ai sovraccarichi verticali mobili

L'appendice A della norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 propone di valutare il carico verticale del suolo sul tubo come peso del prisma di terreno di base D e altezza H :

$$P_{ST} [KN / m] = \gamma_t \cdot H \cdot D$$

espressione più cautelativa di quella prevista dalla norma UNI 7517.

Essendo:

γ_t = peso specifico del rinterro

$H[m]$ = altezza del rinterro al di sopra della generatrice del condotto

$D[m]$ = Diametro esterno della tubazione

Si fa notare che la norma UNI 7517, nel caso di posa in trincea larga, valuta il carico dovuto al rinterro con l'espressione

$$P_{ST} [KN / m] = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$$

Utilizzando nel caso di rinfiacco in materiale arido, sempre necessario per tubazioni flessibili, l'espressione:

$$C_e = \frac{H}{D}$$

applicando la quale si ottiene l'espressione di P_{ST} sopra esplicitata.

Calcolo dei carico dovuto ai sovraccarichi mobili

La valutazione del carico sulla generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo circolante ad una altezza H sopra la generatrice del tubo, qualora si tratti di un sovraccarico verticale concentrato dovuto a veicoli su ruote si calcola, con riferimento alla norma UNI 7517 con la seguente espressione.

$$P_{VC} [kN / m] = p_v \cdot D_\phi$$

Essendo

$p_v [kN / m^2]$ = pressione verticale dovuta ai sovraccarichi mobili concentrati, calcolata attraverso il grafico a fondo paragrafo, in base alla norma DIN 1072 dove i convogli sono rappresentati da due tipi di autocarro: pesante (HT), leggero (LT).

Nella tabella seguente si illustrano le caratteristiche dei veicoli considerati.

Carico per ruota dei veicoli (DIN 1072)

Classe HT	Carico per ruota P [KN]	Classe LT	Carico per ruota [KN]	
			Anteriore Pa	Posteriore Pp
60	100	12	20	40
45	75	6	10	20
38	62.5	3	5	10
30	50			
26	65			

D[m]= Diametro esterno della tubazione

Si noti che la norma in oggetto è peggiorativa rispetto alla legge n. 313 del 5 Maggio 1976 che prevede come carico più oneroso quello HT45

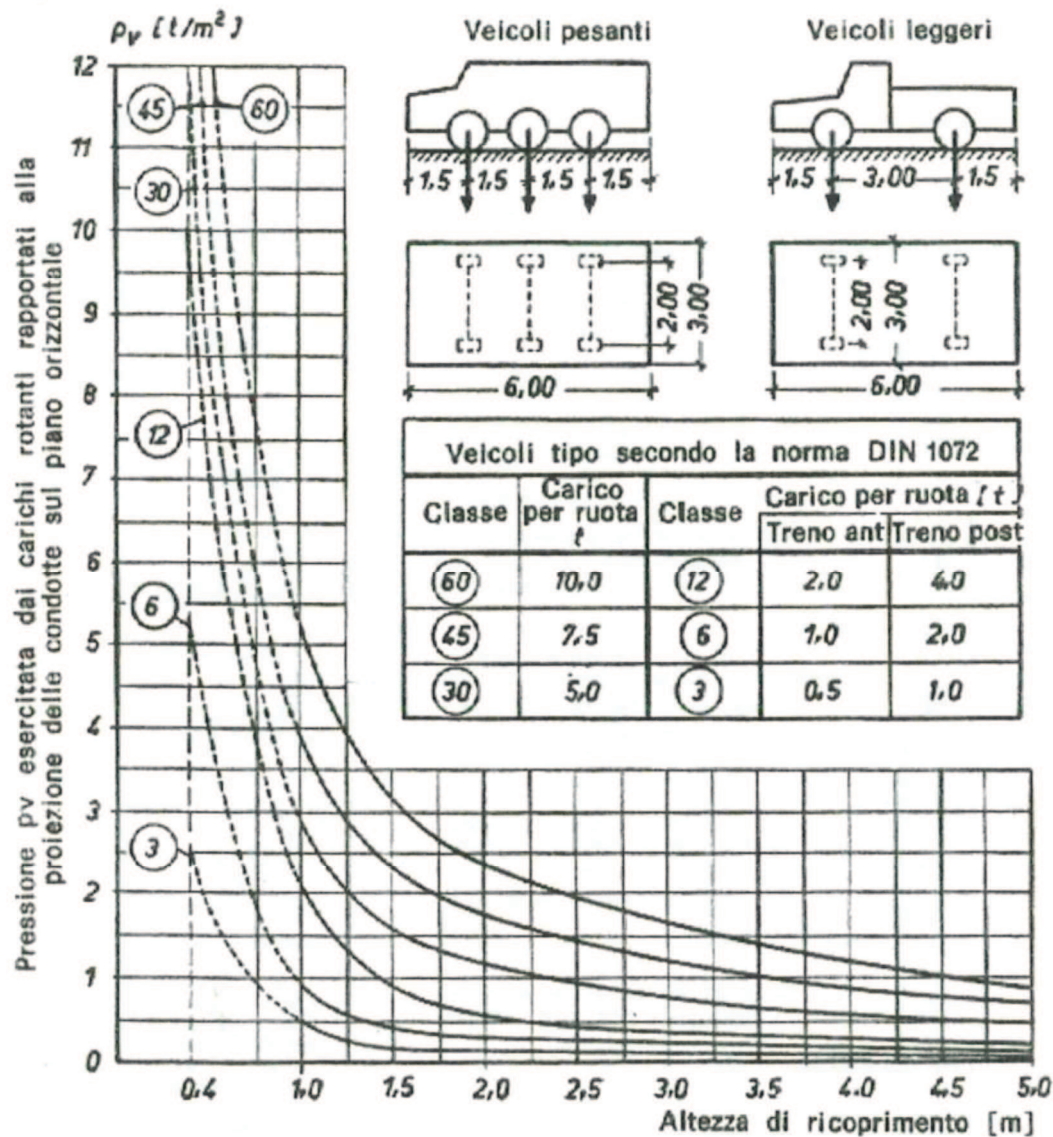
φ = fattore dinamico che può essere calcolato con le seguenti formule

$\varphi = 1 + \frac{0,3}{H}$ per strade ed autostrade

$\varphi = 1 + \frac{0,6}{H}$ per ferrovie

con

H[m]= altezza del rinterro al di sopra della generatrice del condotto



Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

L'inflessione diametrale massima nella tubazione, con il 95% di probabilità, è fornita dalla seguente espressione:

$$\Delta_y [cm] = \frac{(D_e \cdot W_c + W_l) \cdot K_x}{8RG + 0,061 \cdot k_a \cdot E_s} + \Delta_a$$

dove:

$De [-]$ = fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto dell'assestarsi nel tempo del terreno

$Wc [N/cm]$ = carico verticale del suolo per unità di lunghezza;

$Wl [N/cm]$ = carico mobile sul tubo per unità di lunghezza;

$Kx [-]$ = coefficiente di inflessione che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco d'appoggio del tubo;

$RG [N/cm^2]$ = rigidità trasversale del tubo a lungo termine;

$Es [N/cm^2]$ = è il modulo elastico del terreno che avvolge la tubazione per cui si assume un valore K_a , D_a sono parametri che permettono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0,95 della distribuzione statica dell'inflessione).

Per tubi deformabili posati in trincea stretta, il terreno di ricoprimento esercita, per unità di lunghezza del tubo, un'azione verticale W_c che, secondo Marston, è data dalla relazione:

$$W_c = c_t \cdot \gamma_t \cdot D \cdot B$$

nella quale D e B hanno il significato visto in precedenza, γ_t è il peso specifico del terreno di rinterro e c_t un coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta, funzione del rapporto H/B , dell'angolo di attrito interno del rinterro φ e dell'angolo d'attrito φ' tra il rinterro ed il terreno naturale; cresce al crescere del rapporto H/B e diminuisce all'aumentare di φ .

Esso può essere calcolato con l'espressione:

$$c_t = \frac{1 - e^{-2k \left(\frac{H}{B} \right) \tan \varphi'}}{2k \tan \varphi'}$$

Dove:

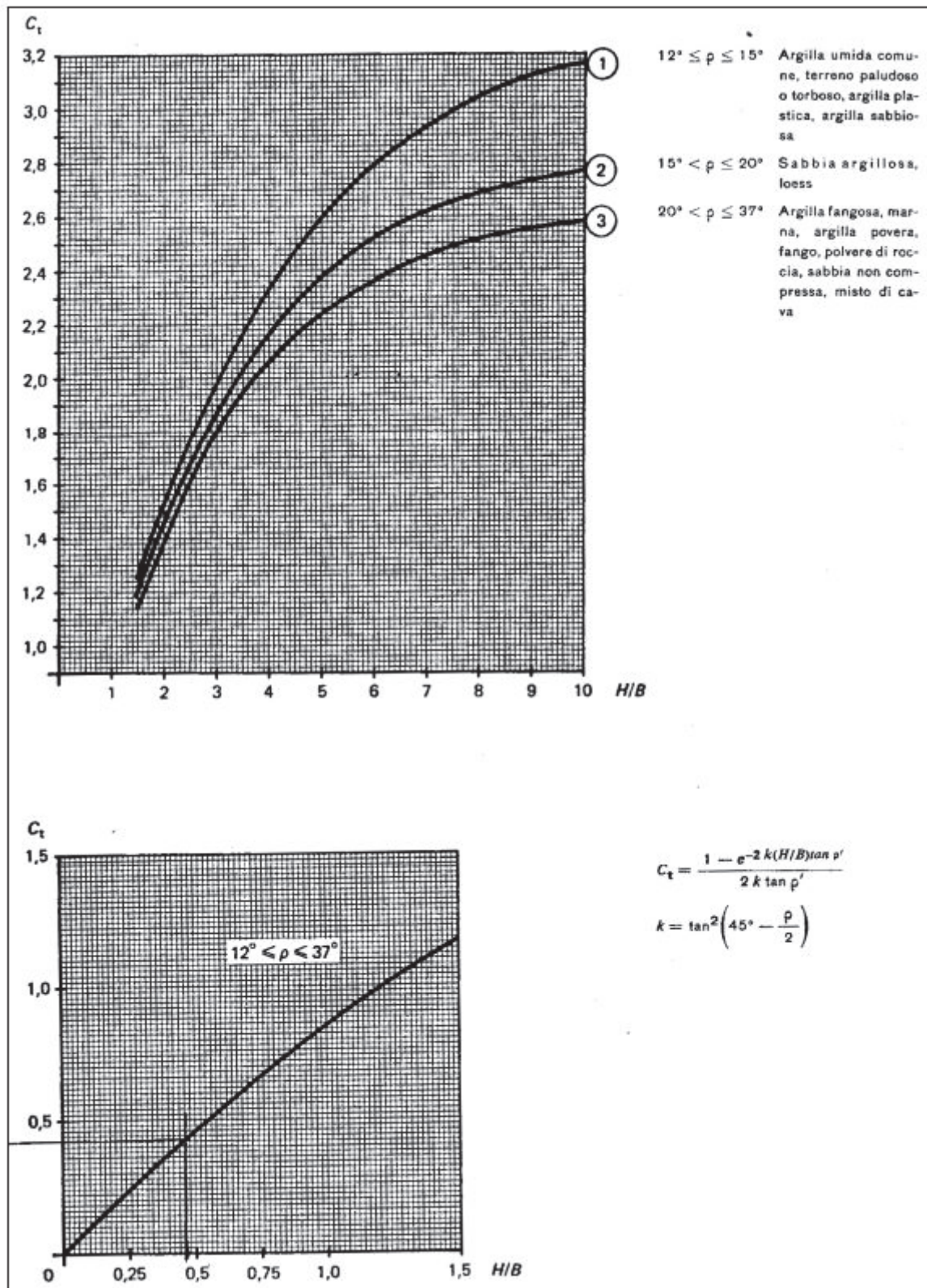
$$k = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

tale coefficiente si ricava dai diagrammi riportati in figura. Le curve che danno i valori di c_t sono tracciate per differenti valori dell'angolo di attrito interno del terreno; quindi si deve scegliere la curva appropriata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno.

Nella tabella seguente si fornisce il valore dell'angolo d'attrito interno e del peso specifico per i vari terreni secondo le caratteristiche dei terreni per il calcolo dei carichi proposti dalla norma UNI 7517. Normalmente si pone $\varphi' = \varphi$, data l'estrema difficoltà di attribuire a φ' un valore diverso giustificabile.

	Descrizione del terreno	Angolo d'attrito interno φ [gradi]	Peso specifico γ_i [kN/m ³]
1	Argilla umida comune	12	19.6
2	Terreno paludoso, torboso (terreno organico)	12	16.7
3	Argilla plastica, argilla sabbiosa	14	17.7
4	Sabbia argillosa	15	17.7
5	Loess, loess argilloso	18	20.6
6	Argilla fangosa	20	19.6
7	Marna, argilla povera	22	20.6
8	Fango, polvere di roccia	25	17.7
9	Sabbia non compressa (terreno sabbioso non stabilizzato)	31	16.7
10	Misto di cava di sabbia e ghiaia	33	19.6
11	Misto di cava di ghiaia e ciottoli	37	18.6

In figura seguente sono riportate anche le equazioni sviluppate da Martson per ricavare, senza l'ausilio dei grafici, il valore del coefficiente c_t :

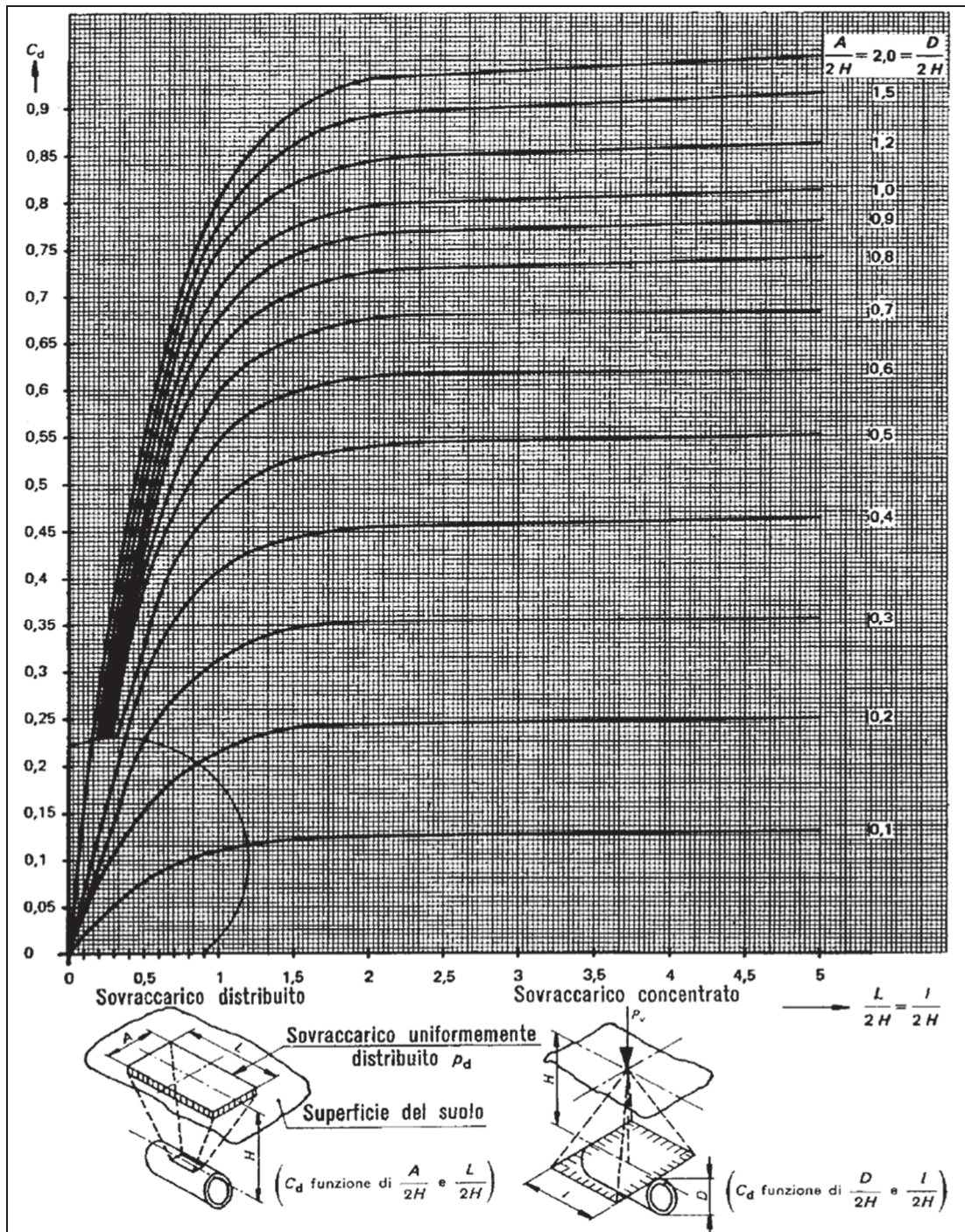


I sovraccarichi verticali mobili e statici generici agenti sulla generatrice superiore di un tubo interrato possono essere, quindi, calcolati tramite la seguente relazione:

$$W_l = m \cdot c_d \cdot \frac{P}{l} \cdot \varphi$$

dove:

- WL rappresenta il carico verticale agente sulla generatrice superiore del tubo, in N/m o kg/m, dovuto ai sovraccarichi mobili o concentrati a seconda che sia presente o meno il fattore dinamico φ ;
- m è un fattore empirico che tiene conto delle altre ruote del convoglio; per una profondità compresa tra 0,6 e 2,0 m è dato dalle seguenti relazioni (dove D è il diametro esterno del tubo espresso in m):
 - per convoglio a due assi: $m=1,33+0,31D$
 - per convoglio a tre assi: $m=1,51+0,42D$
- c_d è il coefficiente di sovraccarico mobile ricavabile dal grafico di figura di seguito;
- P è il sovraccarico massimo della ruota, fissa o mobile, in N o kg, del convoglio in questione; tale valore è desumibile dalle normative apposite ("Nuovo codice della strada", D.Lgs. 30 aprile 1992 n. 285 e successive modificazioni, art. 62. massa limite);
- l è la lunghezza del tubo, in m, interessata dall'applicazione del sovraccarico concentrato, ricavabile tramite l'intersezione tra la condotta e il cono di distribuzione della forza concentrata, come visto in precedenza;
- φ è il fattore dinamico che tiene conto del movimento della forza concentrata. Questo coefficiente è calcolabile tramite le seguenti relazioni (dove H è l'altezza del rinterro sopra la generatrice superiore del tubo, in m), stabilito con le equazioni presentate sopra.



Per i sovraccarichi distribuiti la valutazione del carico a livello della generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo circolante a un'altezza H sopra la generatrice superiore del tubo, è stata condotta secondo quanto previsto nella normativa UNI 7517.

L'effetto di un sovraccarico distribuito mobile circolante ad un'altezza H sopra la generatrice superiore del tubo è calcolabile con la seguente formula, fornita dalla normativa UNI 7517:

$$W_l = c_d \cdot P_d \cdot D \cdot \varphi$$

dove:

- WL rappresenta il carico verticale agente sulla generatrice superiore del tubo, in N/m o kg/m, dovuto ai sovraccarichi mobili o concentrati a seconda che sia presente o meno il fattore dinamico φ ;
- c_d è il coefficiente di sovraccarico mobile ricavabile sempre dal grafico di figura;
- D è il diametro esterno del tubo espresso in m;
- φ è il fattore dinamico.

I valori del coefficiente c_d per carichi distribuiti e distribuiti centrati verticalmente sulla condotta sono funzione delle dimensioni dell'orma di larghezza trasversale A e lunghezza longitudinale (nel senso della condotta) L e dell'altezza H del rinterro sono riportati nella tabella a seguire.

A/2H	L/2H													
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.5	2.0	5.0
0.1	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112	0.117	0.121	0.124	0.128
0.2	0.037	0.070	0.103	0.131	0.155	0.174	0.189	0.202	0.211	0.219	0.229	0.238	0.244	0.248
0.3	0.053	0.103	0.149	0.190	0.224	0.252	0.274	0.292	0.306	0.318	0.333	0.345	0.355	0.360
0.4	0.067	0.131	0.190	0.241	0.284	0.320	0.349	0.373	0.391	0.405	0.425	0.440	0.454	0.460
0.5	0.079	0.155	0.224	0.284	0.336	0.379	0.414	0.441	0.436	0.481	0.505	0.525	0.540	0.548
0.6	0.089	0.174	0.252	0.320	0.379	0.428	0.467	0.499	0.524	0.544	0.572	0.596	0.613	0.624
0.7	0.097	0.189	0.274	0.349	0.414	0.467	0.511	0.546	0.584	0.597	0.628	0.650	0.674	0.688
0.8	0.103	0.202	0.292	0.373	0.441	0.499	0.546	0.584	0.615	0.639	0.674	0.703	0.725	0.740
0.9	0.108	0.211	0.306	0.391	0.463	0.524	0.574	0.615	0.647	0.673	0.711	0.742	0.766	0.784
1.0	0.108	0.219	0.318	0.405	0.481	0.544	0.597	0.639	0.673	0.701	0.740	0.774	0.800	0.816
1.2	0.117	0.229	0.333	0.425	0.505	0.572	0.628	0.674	0.711	0.740	0.783	0.820	0.849	0.868
1.5	0.121	0.238	0.345	0.440	0.525	0.596	0.650	0.703	0.742	0.744	0.820	0.861	0.894	0.916
2.0	0.124	0.244	0.355	0.454	0.540	0.613	0.674	0.725	0.766	0.800	0.849	0.894	0.930	0.956

Con riferimento alla rigidità trasversale del tubo si noti che questa risulta pari a:

$$RG = \frac{E_t \cdot I}{D_m^3}$$

Et = modulo di elasticità del materiale costituente il tubo

I = momento di inerzia di una lunghezza unitaria del tubo ($I = s^3/12$ con s spessore della parete del tubo)

Dm = diametro medio della tubazione (Dm = D-s/2)

Nel caso del PVC e PEad il modulo di elasticità a lungo termine [1500 MPa] è la metà di quello iniziale [3000 MPa] e di conseguenza, sulla scorta della formula di cui sopra, lo stesso rapporto viene mantenuto relativamente alla rigidità trasversale.

Per tubazioni in PEad ed in PVC l'inflessione diametrale a lungo termine non deve superare il 5% del diametro iniziale della condotta.

Tabella Modulo elastico del terreno Es

Tipo di materiale che avvolge la tubazione	Valori di Es in funzione del grado di compattazione del materiale che avvolge la tubazione [MPa]			
	Scaricato alla rinfusa	Costipamento leggero <85% Proctor <40% Densità rel.	Costipamento moderato 85÷95% Proctor 40÷70% Dens. Rel.	Costipamento leggero >95% Proctor >70% Densità rel.
a) Terreni a grana fine, con meno del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla.	0,34	1,4	2,8	6,9
b) Terreni a grana fine, con più del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla. Terreni a grana grossolana con più del 12% di fini.	0,69	2,8	6,9	13,8
c) Terreni a grana grossolana con pochi fini o nessuno (<12% di fini).	1,4	6,9	13,8	20,7
d) Roccia frantumata.	6,9	-	20,7	-

Tabella Fattore di ritardo d'inflessione De

TIPO DI RINTERRO E GRADO DI COSTIPAMENTO	De
Rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato a elevato	2.0
Materiale scaricato alla rinfusa o grado di costipamento leggero	1.5

Tabella Coefficiente d'inflessione Kx

TIPO D'INSTALLAZIONE	ANGOLO EQUVAL. DI LETTO [GRADI]	COEFF. Kx
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor \geq 95%) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor \geq 70%)	180	0.083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor \geq 85% e <95%) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso.	60	0.103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato)	0	0.110

Tabella Valori dei parametri Ka e Da

ALTEZZA H DEL RINTERRO [m]	Δa	Ka
H<4.9m	0	0.75
H>4.9m e materiale scaricato alla rinfusa e con leggero grado di costipamento	0.02D	1.0
H>4.9m e materiale con moderato grado di costipamento	0.01D	1.0
H>4.9m e materiale con elevato grado di costipamento	0.005D	1.0

Calcolo e verifica della sollecitazione massima di flessione

La sollecitazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta tramite un fattore di sicurezza.

In particolare dovrà risultare:

$$\sigma = D_f \cdot E_t \cdot \left(\frac{\Delta_y}{D} \right) \cdot \left(\frac{s}{D} \right) \leq \frac{\sigma_{\lim}}{\mu}$$

σ [N/cm²] = tensione dovuta alla deflessione diametrale;

σ_{\lim} [N/cm²] = la tensione limite ultima fornita dalla società produttrice della tubazione

D_f = fattore di forma i cui valori sono stati parametrizzati in funzione dell'indice di rigidezza

$$RG = \frac{E_t \cdot I}{D_m^3}$$

dove D_m rappresenta il diametro medio della condotta) della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro ricavabile dalla tabella riportata nel seguito.

μ = un coefficiente di sicurezza, pari a 1.5;

Tabella Fattore di forma D_f

INDICE DI RIGIDEZZA DELLA TUBAZIONE RG [N/m ²]	TIPO DI MATERIALE DI SOTTOFONDO E RINFIANCO E GRADO DI COSTIPAMENTO			
	GHIAIOSO		SABBIOSO	
	Da naturale a leggero	Da moderato a elevato	Da naturale a leggero	Da moderato a elevato
1150	5.5	7.0	6.0	8.0
2300	4.5	5.5	5.0	6.5
4600	3.8	4.5	4.0	5.5
9200	3.3	3.8	3.5	4.5

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 ovalizzazione (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi, ecc.

Il carico critico per unità di superficie vale:

$$p_{cr} = (n_l^2 - 1) \cdot \frac{E_t \cdot I}{r^3}$$

dove n_l è il numero dei lobi della deformata.

Il carico critico che provoca la deformazione a due lobi è quindi pari a:

$$p_{cr} = 3 \cdot \frac{E_t \cdot I}{r^3}$$

La forza critica per unità di lunghezza che provoca l'instabilità elastica è:

$$P_{cr} = p_{cr} \cdot D$$

dove

$D[m]$ = diametro esterno del tubo

Per quanto riguarda le tubazioni interrato, la sollecitazione che determina l'instabilità elastica è legata, oltre alle caratteristiche meccaniche della tubazione, anche al modulo elastico E_s del suolo che circonda la tubazione.

La norma ANSI-AWWA C950/88 propone la seguente espressione per la valutazione la pressione ammissibile (definita anche "pressione ammissibile di Buckling"):

$$q_a = \frac{1}{FS} \cdot \left(32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E_s \cdot \frac{E_t \cdot I}{D^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

dove:

q_a [N/cm²] = la pressione ammissibile di buckling

FS è il fattore di progettazione, pari a 2.5

R_w è il fattore di spinta idrodinamica della falda eventualmente presente

$$R_w = 1 - 0,33 \cdot \left(\frac{H_w}{H} \right) \quad \text{con } 0 \leq H_w \leq H$$

B' è il coefficiente empirico di supporto elastico fornito dalla relazione

$$B' = \frac{1}{\left(1 + 4 \cdot e^{-0.213 \cdot H} \right)}$$

H è l'altezza di rinterro [cm]

H_w è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione [cm]

Nel caso in cui la verifica inerente all'inflessione diametrale $\Delta y/D$ fornisca valori prossimi al limite massimo accettabile si dovrà utilizzare un fattore di progettazione $FS=3$ in luogo di 2.5.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile q_a con la risultante dei carichi esterni applicati.

In particolare dovrà risultare:

$$\gamma_w \cdot H_w + R_w \cdot \frac{W_c}{D} + \frac{W_l}{D} \leq q_a$$

L'inflessione diametrale, le sollecitazioni e la pressione massima ammissibile di buckling in una tubazione flessibile interrata dipendono in maniera determinante dal modulo di elasticità del suolo e quindi dal tipo di terreno utilizzato per letto di posa ed il rinfianco della tubazione e dal grado di costipamento.

3.3.3. Risultati delle verifiche tubi flessibili

Vengono riportate la verifica della sezione maggiormente critica specificando la scelta dei parametri usati per ciascuna. Per le acque bianche si ha che la posa della condotta risulta posata ad una profondità di circa 80 cm dall'estradosso superiore al p.c..

Il peso specifico del terreno è stato calcolato come media pesata lungo tutta la lunghezza del rinterro dei pesi specifici dei terreni utilizzati. Le caratteristiche geometriche sono state ricavate dalla normativa UNI EN 12201 per il PEad.

Dalle tabelle riportate sopra si adottano i parametri presentati di seguito, si ricava come tutte le verifiche risultino positive.

Acque bianche

Parametri [sigle]		Parametri [valori]	Note
Diametro esterno	[mm]	DN 200	
Spessore	<u>[mm]</u>	12,0 mm	
Diametro esterno	[mm]	DN 250	

Spessore	[mm]	16,0 mm	
ET _i / ET _f	[Mpa]	900/225	
RG	[N/cm ²]	0,2	
Y _{med}	[kN/m ³]	16,70	Valore del peso specifico totale del prisma al di sopra della tubazione
De	[-]	1,5	
Kx	[-]	0,103	
Es	[N/cm ²]	690	Vedi tabella ES; Tipo b) costipamento moderato.
Ka	[-]	0,75	Vedi tabella Ka - _a
Δa	[-]	0	Vedi tabella Ka - _a
Df	[-]	5	Vedi tabella Df; PEad RG a 2500 N/m ² , si sceglie il valore appartenente a 2300; Materiale sabbioso con costipamento leggero.
Pv	[-]	56409 / 34593	
h	[m]	0,80 / 1,20	Altezza reinterro minimo / massimo

DN200

Tratto	Diam. Est.	Spessore	I	Hmin	Hmax	Hw	Pst	Wc	φ	pv	Pvc	WI	Δy	$\Delta y/D$	VERIFICA
Pead	[m]	[mm]	[cm3]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[N/cm]	[-]	[N/m2]	[kN/m]	[N/cm]	[cm]	[-]	
D200	0,200	12,0	0,144	0,80		0	2,67	26,72	1,375	56409	15,51	183,41	0,694	0,035	POSITIVA
	0,200	12,0	0,144		1,20	0	4,01	40,08	1,250	34593	8,65	109,10	0,526	0,026	POSITIVA

Et	σ	σ_{lim}	FS	VERIFICA	FS	RW	B'	qa	Carichi est.	VERIFICA
[N/cm2]	[N/cm2]	[N/cm2]						[N/cm2]	[N/cm2]	
22500	234,239	1000	4,27	POSITIVA	2,5	1	1	37,83	22,53	POSITIVA
22500	177,358	1000	5,64	POSITIVA	2,5	1	1	37,83	25,49	POSITIVA

DN250

Tratto	Diam. Est.	Spessore	I	Hmin	Hmax	Hw	Pst	Wc	φ	pv	Pvc	WI	Δy	$\Delta y/D$	VERIFICA
Pead	[m]	[mm]	[cm3]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[N/cm]	[-]	[N/m2]	[kN/m]	[N/cm]	[cm]	[-]	
D250	0,250	16,0	0,341	0,80		0	3,34	33,40	1,375	56409	19,39	229,26	0,868	0,035	POSITIVA
	0,250	16,0	0,341		1,20	0	5,01	50,10	1,250	34593	10,81	136,37	0,657	0,026	POSITIVA

Et	σ	σ_{lim}	FS	VERIFICA	FS	RW	B'	qa	Carichi est.	VERIFICA
[N/cm2]	[N/cm2]	[N/cm2]						[N/cm2]	[N/cm2]	
22500	249,855	1000	4,00	POSITIVA	2,5	1	1	41,67	22,53	POSITIVA
22500	189,181	1000	5,29	POSITIVA	2,5	1	1	41,67	25,49	POSITIVA

4. Calcolo interventi di progetto (acque reflue)

Si prevede di collettare i 4 spogliatoi alla tubazione esistente, dove presente un pozzetto al quale collegarsi.

Si prevede a monte del pozzetto di inserire comunque il gruppo ISB, come identificato nel proseguo.

Nello specifico ogni spogliatoio presenta n° 2 WC, n°4 docce e n°1 doppio lavello, per un totale di n°8 WC, n°16 docce, n° 4 lavelli doppi e n° 1 piletta nel corridoio di collegamento.

Si adottano due metodologie di calcolo, la prima seguendo i dettami del Regolamento Regionale, che per il caso in esame mal si adatta, pertanto verrà a margine sviluppato anche un calcolo "pratico", così da definire correttamente il processo.

Come normativa di riferimento per il calcolo degli Abitanti Equivalenti (AE), si è preso il Regolamento Regionale 29 marzo 2019 , n. 6 "Disciplina e regimi amministrativi degli scarichi di acque reflue domestiche e di acque reflue urbane, disciplina dei controlli degli scarichi e delle modalità di approvazione dei progetti degli impianti di trattamento delle acque reflue urbane, in attuazione dell'articolo 52, commi 1, lettere a) e f bis), e 3, nonché dell'articolo 55, comma 20, della 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)".

In particolare l'allegato a tale regolamento, dove al paragrafo 2 "Valutazione del carico generato", punto 2.2 "Metodologia di valutazione del carico generato basata sull'uso di coefficienti parametrici" , vengono date le linee guida da seguire nel calcolo.

Al punto 2.2.2 "Valutazione della componente civile" si presenta quanto riportato:

*Ai fini del calcolo della popolazione senza pernottamento va considerata la popolazione pendolare, intesa come popolazione che si sposta giornalmente dal comune di domicilio in altro comune per motivi di lavoro o di studio. **In questi casi vengono applicate le equivalenze 1 lavoratore = 8/24, ovvero 1/3 di AE, 1 studente = 6/24, ovvero 1/4 di AE.***

Portata da avviare a depurazione in tempo di pioggia

Criteri realizzativi per le reti fognarie unitarie

In caso di fognature miste la portata da avviare a depurazione (P_{avv}) è stabilita pari al massimo tra:

- a) *il valore corrispondente a un apporto di 750 litri per abitante equivalente al giorno, considerati uniformemente distribuiti nelle 24 ore, determinando in termini idraulici, ossia in base al rapporto tra il consumo giornaliero medio industriale accertato e la **dotazione idrica giornaliera della popolazione residente, assunta pari a 200 l/ab.xg.**, gli AE degli scarichi di acque reflue industriali non caratterizzabili in base all'apporto di sostanze biodegradabili. Il valore di 750 è elevato a 1000 litri per abitante equivalente al giorno per gli sfioratori le cui acque eccedenti siano recapitate in laghi ovvero sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo*
- b) *il valore ottenuto assumendo un rapporto di diluizione pari a 2 rispetto alla portata nera, calcolata come media giornaliera del giorno di massimo consumo per gli apporti civili e come media su 12 ore per quelli industriali, salvo presenza di significativi complessi che lavorino su più turni giornalieri; il rapporto di diluizione è incrementato a 2,5 nel caso gli apporti industriali in termini di abitanti equivalenti, calcolati con il criterio di cui alla lettera a), superino il 50% del totale.*

4.1. Determinazione portate acque reflue

Secondo quanto riportato nei paragrafi precedenti, ricavato anche dagli allegati al PTUA 2016, si considera come dotazioni idrica giornaliera (DI) il valore di 80 l/ab*d.

Infatti si considera una popolazione senza pernottamento, di cui addetti alle attività lavorative.

- a) popolazione residente:

- I. fabbisogno base 200 l/ab d
- II. incremento del fabbisogno base per l'incidenza dei consumi urbani e collettivi:

Classe demografica (abitanti residenti)	Dotazione (l/ab d)
< 5000	60
5'000-10'000	80
10'000-50'000	100

50'000-100'000	120
>100'000	140

- b) popolazione stabile non residente 200 l/ab d
- c) popolazione fluttuante 200 l/ab d
- d) popolazione senza pernottamento,**
compresi gli addetti ad attività lavorative **80 l/ab d**
- e) addetti dei futuri insediamenti ad uso lavorativo 20 mc/d ha

Sarebbe bene sottolineare però che una quota parte dell'acqua fornita dall'acquedotto non finisce in fognatura. Si dovrebbe pertanto ridurre la portata nera Q_n , calcolata dalla dotazione idrica, tramite un coefficiente Φ , secondo la relazione:

$$Q_n = \frac{\phi \cdot P_n \cdot DI}{86400} = \left[\frac{l}{s} \right]$$

dove:

Φ è il coefficiente di afflusso in fognatura, pari solitamente a 0,8

P_n è la popolazione presa in esame [ab]

DI è la dotazione idrica [l/ab*d]

86400 sono i secondi equivalenti a un giorno [s/g]

In questo caso visto lo specifico utilizzo si considera $\Phi=1$

Per le portate di pioggia si è già dato resoconto nei paragrafi precedenti all'atto della trattazione secondo i principi di invarianza idraulica, pertanto non si prende in considerazione il valore previsto pari a $750 l/ab \cdot d$.

L'intervento in esame riguarda il collettamento degli spogliatoi a servizio della palestra.

Il calcolo delle portate nere che interessano il tratto di collettore da progettare si esegue pertanto valutando il numero di possibili fruitori della palestra.

Essendo presenti n°4 spogliatoi, si prevede una numero medio di 25 persone per gruppo per singolo spogliatoio, pertanto 100 persone.

A tale valore va applicata l'equazione di cui sopra (1/4 di AE essendo un utilizzo assimilato a quello studentesco), pertanto si ricavano 25 AE per il proseguo dei calcoli.

Ad ognuno di essi, la dotazione idrica a disposizione secondo la normativa regionale è di 80

$\frac{l}{ab \cdot d}$. Considerando un coefficiente di afflusso in fognatura $\Phi = 1$ (come detto), risulta una portata media in tempo asciutto di:

$$Q_n = \frac{ab \cdot DI \cdot \varphi}{86400} = \frac{25ab \cdot 80 \frac{l}{ab \cdot d} \cdot 1}{86400 \frac{s}{d}} \approx 0,023 \frac{l}{s}$$

Essendo il valore desunto puramente teorico, poiché non tiene conto della contemporaneità di scarico delle utenze dovuta ad impiego simultaneo o ricorrente degli apparecchi igienici a determinati periodi della giornata, si procede all'applicazione di un coefficiente moltiplicativo.

Per aree ludiche/scolastiche, a titolo cautelativo, si può associare un coefficiente di incremento per gestire i picchi dovuti alle contemporaneità che possono presentarsi durante la giornata, si assume un valore pari a 5,00 in base alle dimensioni trascurabili dell'attività in esame.

Pertanto:

$$Q_n = 0,023 \text{ l/s} \times 5,00 = 0,12 \text{ l/s}$$

Come accennato, risultano valori di portata bassi in quanto dilazionati sulle 24 ore, pur avendo assunto un coefficiente di incremento per contemporaneità. Infatti rispetto alla specificità del caso in esame, soprattutto nella situazione di utilizzo contemporaneo dei vari apparecchi, situazione facilmente verificabile, tale meccanismo introduce sottodimensionamenti significativi.

Pertanto come accennato si procede ad un calcolo più "pratico" che deriva dal dimensionamento delle tubazioni dell'impianto idrico.

Si associa una portata per singola apparecchiatura, come da tabella di seguito, per arrivare alla massima contemporaneità assumendo tutte le apparecchiature in funzione contemporaneamente.

Ovviamente tale situazione rappresenta il massimo raggiungibile, ma permette di progettare in sicurezza il sistema, con un certo grado di sicurezza, vista comunque la ridotta caratura dell'intervento.

A valle del sistema verrà inoltre prevista una stazione di pompaggio per il salto di quote presente, composta da sistemi in funzione e di scorta per le situazioni di mal funzionamento e/o manutenzione.

Si riporta pertanto la tabella delle portate delle singole apparecchiature:

TIPO APPARECCHIO	UNI 9182:2014		UNI EN 806	
	PORTATA UNITARIA	UNITA' DI CARICO	PORTATA UNITARIA	UNITA' DI CARICO
lavello cucina	0,2 l/s	2	0,15 l/s	1,5
lavabo	0,1 l/s	1	0,075 l/s	0,75
bidet	0,1 l/s	1	0,075 l/s	0,75
doccia	0,2 l/s	2	0,15 l/s	1,5
vasca	0,4 l/s	4	0,15 l/s	1,5
vaso a cassetta	0,1 l/s	1	0,3 l/s	3
lavabiancheria	0,2 l/s	2	0,2 l/s	2
lavastoviglie	0,2 l/s	2	0,2 l/s	2

Il caso in esame come detto presenta:

n°8 WC 8 x 0,10 l/s= 0,80 l/s

n°16 docce 16 x 0,20 l/s= 3,20 l/s

n° 4 lavelli doppi 4 x 0,20 l/s= 0,80 l/s

n° 1 piletta nel corridoio 1 x 0,20 l/s= 0,20 l/s

TOTALE.....= 5,00 l/s

Si va a determinare il diametro con le condizioni esposte e le verifiche relative.

Si prevede di utilizzare una condotta in **PVC diam. esterno 160 mm (SN 8 diametro interno 150,6 mm).**

Diametro interno (mm)	150,6
------------------------------	--------------

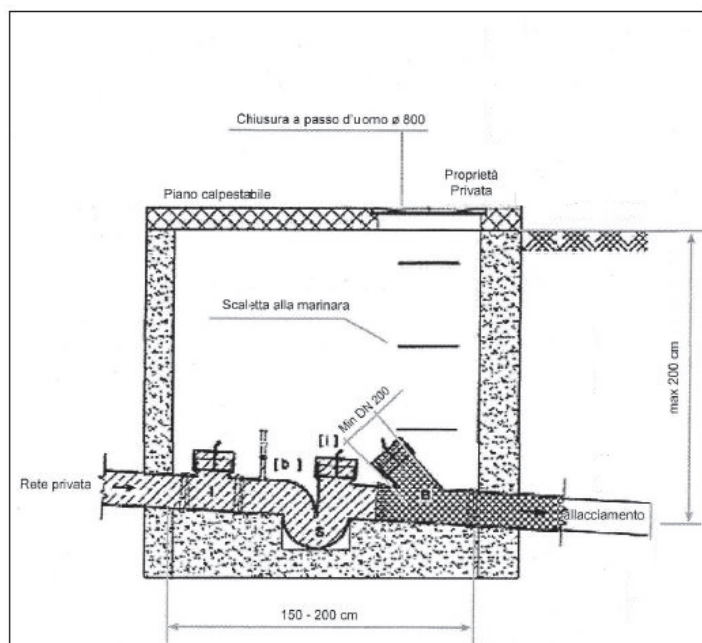
Pendenza ‰	10
-------------------	-----------

Ks (m^{1/3}/s)	80
-------------------------------	-----------

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q) "l/s"	Velocità (V) "m/s"
5%	7,53	3,3	0,5	32,97	0,08	0,23
8%	12,05	6,7	0,8	35,57	0,21	0,31
10%	15,06	9,3	1,0	36,86	0,33	0,36
15%	22,59	16,8	1,4	39,27	0,78	0,46
20%	30,12	25,4	1,8	41,02	1,40	0,55
25%	37,65	34,8	2,2	42,37	2,19	0,63
30%	45,18	44,9	2,6	43,47	3,13	0,70
35%	52,71	55,6	2,9	44,38	4,21	0,76
40%	60,24	66,5	3,2	45,14	5,39	0,81
45%	67,77	77,7	3,5	45,78	6,67	0,86
50%	75,30	89,1	3,8	46,31	8,00	0,90
55%	82,83	100,4	4,0	46,76	9,38	0,93
60%	90,36	111,6	4,2	47,13	10,75	0,96
65%	97,89	122,6	4,3	47,42	12,11	0,99
70%	105,42	133,2	4,5	47,64	13,40	1,01
75%	112,95	143,3	4,5	47,79	14,60	1,02
80%	120,48	152,8	4,6	47,85	15,65	1,02
85%	128,01	161,4	4,6	47,83	16,50	1,02
90%	135,54	168,9	4,5	47,69	17,06	1,01
95%	143,07	174,8	4,3	47,38	17,20	0,98
100%	150,60	178,1	3,8	46,31	16,01	0,90

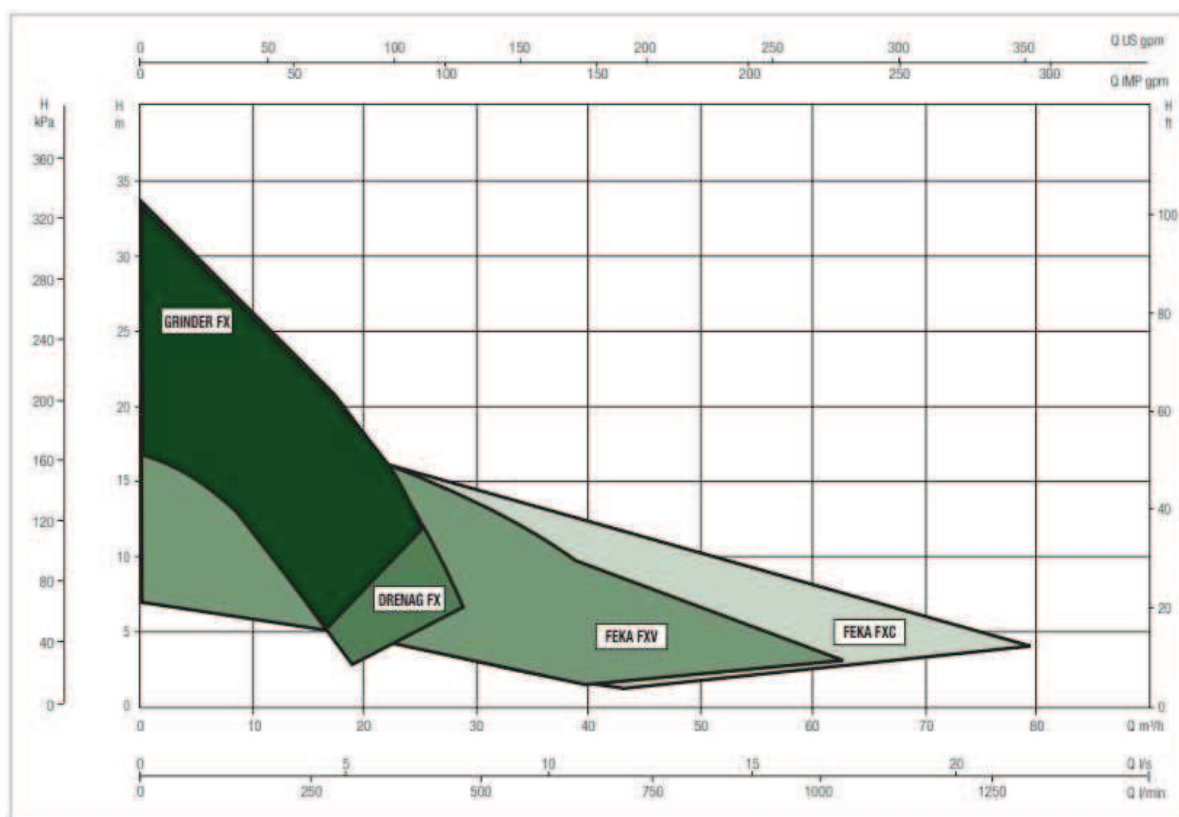
Si ricava come con un riempimento pari al 40% si riesce ad allontanare una portata di 5,39 l/s > 5,00 l/s, verificando la scelta operata.

Tale condotta andrà a collegarsi al condotto esistente, il collegamento avverrà secondo il particolare realizzativo presentato di seguito (gruppo I.S.B.).



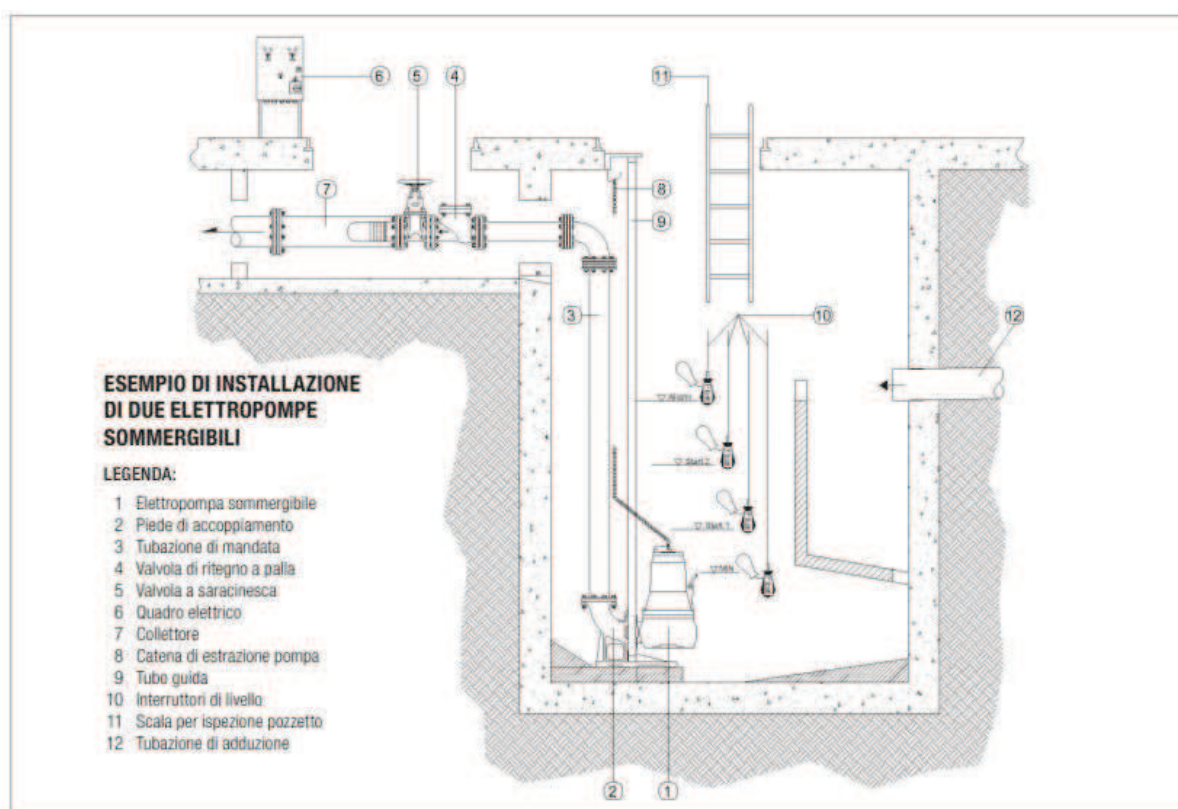
PARTICOLARE GRUPPO ISB

Per quanto riguarda le pompe si fornisce una indicazione generica delle tipologia utilizzabile per il caso in esame. Innanzitutto si adottano l/min, pertanto dalla conversione dai 5 l/s si ha **300 l/min**. Si inserisce una grafico e relativa tabella dove trovare i modelli con la rispettiva prevalenza.



MODELLO	Q=m³/h	0	6	12	18	24	30	36	42	48	54
		0	100	200	300	400	500	600	700	800	900
FEKA FXV 20.07	H (m)	11,7	10,9	9,6	7,7	5,4	2,9				
FEKA FXV 20.11		13,1	12,9	11,9	10,1	7,7	4,8				
FEKA FXV 20.15		16,2	15,6	14,4	12,6	10,4	7,7	4,7			
FEKA FXV 20.22		18,5	18,0	17,1	15,9	14,3	12,2	9,7	6,6		
FEKA FXV 25.07		8,8	8,1	7,0	5,7	4,3	3,0	1,8			
FEKA FXV 25.11		11,3	10,7	9,6	8,2	6,6	4,9	3,4	2,2		
FEKA FXV 25.15		13,7	13,4	12,4	11,0	9,2	7,4	5,5	3,9	2,5	
FEKA FXV 25.22		16,5	16,3	15,6	14,5	13,0	11,3	9,4	7,5	5,6	3,8
FEKA FXV 25.07.4		6,3	6,0	5,5	4,8	3,9	2,9	1,8			
FEKA FXV 25.12.4		9,0	8,7	8,3	7,8	7,1	6,3	5,4	4,3	3,2	1,9

Si presenta una schema esemplificativo di esempio di installazione delle pompe sommergibili.



CONCLUSIONI

Si considerano i principali aspetti inerenti la valutazione di invarianza idraulica, di seguito riassunti:

- **volume calcolato 698,31 m³/ha > 640 m³/ha (volume derivante dal parametro del requisito minimo 800 m³/ha x coefficiente P=0.80)** (Art. 12 del regolamento);
- **calcoli** effettuati secondo LSPP fornite da ARPA su tempo di ritorno **T=50 anni** e **verifiche** con tempo di ritorno **T=100 anni**;
- **gestione delle acque meteoriche** con sistemi misti: convogliamento, dissabbiatura, infiltrazione su strati sub-superficiali del suolo tramite pozzi perdenti;
- **nessun recapito in condotto fognario o corpo idrico superficiale**, bensì totale infiltrazione/dispersione a suolo;
- **volume considerato nei calcoli: 254,66 m³** (T=50 anni progetto)
- **volume considerato nelle verifiche: 294,60 m³** (T=100 anni verifiche)
- **suddivisione in 3 aree di intervento A1,A2,A3 a cui associato il rispettivo volume di calcolo:**

W0 (A1)= 78,02 m³

W0 (A2)= 90,87 m³

W0 (A3)= 85,77 m³

- **Sistema di dispersione a suolo tramite pozzi perdenti con anteposta vasca di sedimentazione:**

A1

- Vasca V1: 13,50 mc > 12,40 mc Dimensioni: cm 180 x 470 x h 200

- n° 4 Pozzi perdenti

_Diametro interno 200 cm

_Altezza netta 300 cm

_Corona circolare 100 cm

A2

- Vasca V2: 12,00 mc > 11,76 mc Dimensioni: cm 180 x 420 x h 200
- n° 4 Pozzi perdenti
 - _Diametro interno 200 cm
 - _Altezza netta 300 cm
 - _Corona circolare 120 cm

A3

- Vasca V3: 10,50 mc > 9,40 mc Dimensioni: cm 180 x 370 x h 200
- n° 4 Pozzi perdenti
 - _Diametro interno 200 cm
 - _Altezza netta 300 cm
 - _Corona circolare 110 cm
- **Condotte di recapito** polietilene ad alta densità PE100, DN200 su tutte le aree di intervento, tranne nel parcheggio dove adottato DN250 e nei tratti in ingresso/uscita dalla vasche dissabbiatrici ove previsto DN315, tutte verificate per T=100 anni
- **tempo di svuotamento** dei volumi calcolati sempre < **48 ore** quindi nel rispetto dei parametri imposti da normativa, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile;
- **agevole manutenzione** nel tempo dei manufatti e presidi previsti.

Pertanto le verifiche e gli accertamenti compiuti dimostrano, previo quanto indicato nella trattazione, la compatibilità idraulica secondo i principi del Regolamento Regionale n.7/2017 delle opere in sito, nei riguardi della realizzazione dell'intervento presso il Comune di Brescia, sia in circostanze ordinarie che valutato anche in condizioni critiche di tempo di ritorno a carattere centennale.

Malegno (BS), Novembre 2021

Il tecnico

Allegato E - Asseverazione del professionista in merito alla conformità del progetto ai contenuti del regolamento

DICHIARAZIONE SOSTITUTIVA DELL'ATTO DI NOTORIETA' (Articolo 47 D.P.R. 28 dicembre 2000, n. 445)

La/Il sottoscritto/a
 nata/o a il.....
 residente a.....
 in via n.
 iscritta/ all' [] Ordine [] Collegio dei della Provincia di
 Regione..... n.....
 incaricata/o dal/i signor/i in qualità di
 [] proprietario, [] utilizzatore [] legale rappresentante del
 di redigere il Progetto di invarianza idraulica e idrologica per l'intervento di

 sito in Provincia di Comune di
 in via/piazza n.....
 Foglio n. Mappale n.

In qualità di tecnico abilitato, qualificato e di esperienza nell'esecuzione di stime idrologiche e calcoli idraulici

Consapevole che in caso di dichiarazione mendace sarà punito ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'articolo 76 del succitato D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadrà dai benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (articolo 75 D.P.R. 445/2000);

DICHIARA

☒ che il comune di **BRESCIA**....., in cui è sito l'intervento, ricade all'interno dell'area:

- ☒ A: ad alta criticità idraulica
- ☐ B: a media criticità idraulica
- ☐ C: a bassa criticità idraulica

oppure

☐ che l'intervento ricade in un'area inserita nel PGT comunale come ambito di trasformazione e/o come piano attuativo previsto nel piano delle regole e pertanto di applicano i limiti delle aree A ad alta criticità

☐ che la superficie interessata dall'intervento è minore o uguale a 300 m² e che si è adottato un sistema di scarico sul suolo, purché non pavimentato, o negli strati superficiali del sottosuolo e non in un ricettore, salvo il caso in cui questo sia costituito da laghi o dai fiumi Po, Ticino, Adda, Brembo, Serio, Oglio, Chiese e Mincio (art. 12, comma 1, lettera a)

☐ che per il dimensionamento delle opere di invarianza idraulica e idrologica è stata considerato la portata massima ammissibile per l'area (A/B/C/ambito di trasformazione/piano attuativo) , pari a:

- ☐ 10 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento
- ☐ 20 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento
- ☐ l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento, derivante da limite imposto dall'Ente gestore del ricettore

☒ che l'intervento prevede l'infiltrazione come mezzo per gestire le acque pluviali (in alternativa o in aggiunta all'allontanamento delle acque verso un ricettore), e che la portata massima infiltrata dai sistemi di infiltrazione realizzati è pari a l/s 142,56 che equivale ad una portata infiltrata pari a 30.1 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento

➤ che, in relazione all'effetto potenziale dell'intervento e alla criticità dell'ambito territoriale (rif. articolo 9 del regolamento), l'intervento ricade nella classe di intervento:

- ☐ Classe "0"
- ☐ Classe "1" Impermeabilizzazione potenziale bassa
- ☒ Classe "2" Impermeabilizzazione potenziale media
- ☐ Classe "3" Impermeabilizzazione potenziale alta

➤ che l'intervento ricade nelle tipologie di applicazione dei requisiti minimi di cui:

- ☐ all'articolo 12, comma 1 del regolamento
- ☐ all'articolo 12, comma 2 del regolamento

☒ di aver redatto il Progetto di invarianza idraulica e idrologica con i contenuti di cui:

- ☒ all'articolo 10, comma 1 del regolamento (casi in cui non si applicano i requisiti minimi)
- ☐ all'articolo 10, comma 2 e comma 3, lettera a) del regolamento (casi in cui si applicano i requisiti minimi)

☒ di aver redatto il Progetto di invarianza idraulica e idrologica conformemente ai contenuti del regolamento, con particolare riferimento alle metodologie di calcolo di cui all'articolo 11 del regolamento;

ASSEVERA

☒ che il Progetto di invarianza idraulica e idrologica previsto dal regolamento (articoli 6 e 10 del regolamento) è stato redatto nel rispetto dei principi di invarianza idraulica e idrologica, secondo quanto disposto dal piano di governo del territorio, dal regolamento edilizio e dal regolamento;

☒ che le opere di invarianza idraulica e idrologica progettate garantiscono il rispetto della portata massima ammissibile nel ricettore prevista per l'area in cui ricade il Comune ove è ubicato l'intervento;

☒ che la portata massima scaricata su suolo dalle opere realizzate è compatibile con le condizioni idrogeologiche locali;

☐ che l'intervento ricade nell'ambito di applicazione dell'art. 12, comma 1, lettera a) del regolamento;

☐ che l'intervento ricade nell'ambito di applicazione della monetizzazione (art. 16 del regolamento), e che pertanto è stata redatta la dichiarazione motivata di impossibilità di cui all'art. 6, comma 1, lettera d) del regolamento, ed è stato versato al comune l'importo di €

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti di cui all'articolo 13 del Dlgs 196 del 30 giugno 2003, che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

.....
(luogo e data)

Il Dichiarante

.....
Ai sensi dell'articolo 38, D.P.R. 445 del 28 dicembre 2000, così come modificato dall'articolo 47 del d. lgs. 235 del 2010, la dichiarazione è sottoscritta dall'interessato in presenza del dipendente addetto ovvero sottoscritta e presentata unitamente a copia fotostatica non autenticata di un documento di identità del sottoscrittore. La copia fotostatica del documento è inserita nel fascicolo. La copia dell'istanza sottoscritta dall'interessato e la copia del documento di identità possono essere inviate per via telematica.

La mancata accettazione della presente dichiarazione costituisce violazione dei doveri d'ufficio (articolo 74 comma D.P.R. 445/2000). Esente da imposta di bollo ai sensi dell'articolo 37 D.P.R. 445/2000.