

DICEMBRE 2023



BORMOLINI F.LLI GEMELLI S.R.L.

**PROPOSTA REALIZZAZIONE IMPIANTO BIOMASSA
PRESSO SITO PRODUTTIVO ESISTENTE**

VAL VIERA

COMUNE DI LIVIGNO (SO)

Montagna

**RELAZIONE DI INVARIANZA
IDRAULICA**

Progettisti (o coordinamento)

Elena Comi

Codice elaborato

3123_5695_R01_Rev0_RT_INVARIANZA.docx

Memorandum delle revisioni

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
3123_5695_R01_Rev0_RT_INVARIANZ A.docx	12/2023	Prima emissione	G.Simeone	F.Lassini	S.Maddè

Visto

Il Direttore Tecnico
Alberto Angeloni



Gruppo di lavoro per l'elaborato

Nome e cognome	Ruolo nel gruppo di lavoro	N° ordine
Santina Maddè	Responsabile Tecnico Operativo	Ordine degli Ingegneri della Prov. di Milano n. 21616
Fabio Lassini	Progettista	Ordine degli Ingegneri della Prov. di Milano n. 29719
Elena Comi	Coordinamento	Ordine Naz. dei Biologi 060746
Guido Simeone	Ingegnere idraulico	Ordine Ingegneri Provincia di Pavia n. 3642
Oscar Balestra	Geologo	

Montana S.p.A.

Via Angelo Carlo Fumagalli 6, 20143 Milano
Tel. +39 02 54 11 81 73 | Fax +39 02 54 12 98 90

Milano (Sede Certificata ISO) | Brescia | Palermo | Cagliari | Roma | Siracusa

C. F. e P. IVA 10414270156
Cap. Soc. 600.000,00 €

www.montanambiente.com



INDICE

1. PREMESSA	4
2. INQUADRAMENTO AI SENSI DEL REGOLAMENTO DI INVARIANZA IDRAULICA.....	5
3. SCELTA DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ	7
4. OPERE DI INVARIANZA IN PROGETTO	8
5. CENNI TEORICI AL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE.....	10
5.1 CALCOLO DELLA PORTATA DI PICCO	10
5.1.1 Scelta del tempo di ritorno.....	10
5.1.2 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense – evento di progetto.....	11
5.1.3 Valutazione della pioggia efficace – coefficiente di deflusso	12
5.1.4 Capacità idraulica delle tubazioni e criterio di verifica	13
5.2 CAPACITÀ IDRAULICA DEI PLUVIALI.....	13
5.2.1 Pluviali e gronde.....	13
5.2.2 Capacità di pluviali verticali	14
5.2.3 Cornicioni di gronda.....	14
5.2.4 Capacità della bocca di efflusso	15
5.3 CALCOLO DEL VOLUME DI LAMINAZIONE	16
5.3.1 Portata dispersa dai pozzi	17
6. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IN PROGETTO.....	18
6.1 DIMENSIONAMENTO DELLE TUBAZIONI.....	18
6.2 DIMENSIONAMENTO DEI POZZI PERDENTI	21



1. PREMESSA

La presente relazione tecnica, commissionata dalla Bormolini F.Ili. Gemelli S.r.l., costituisce la relazione di invarianza idraulica ai sensi del RR 7/2017 e smi, relativa alla realizzazione di un impianto di lavorazione biomassa cippato in comune di Livigno (SO).

La realizzazione dell'impianto, che si configura come una diversificazione delle fonti energetiche e potenziamento dell'attività produttiva esistente, prevede la realizzazione di nuove costruzioni in affiancamento all'attività produttiva esistente, pertanto l'intervento è soggetto all'applicazione del regolamento secondo l'articolo 3, comma 1, lettera e) della normativa.

2. INQUADRAMENTO AI SENSI DEL REGOLAMENTO DI INVARIANZA IDRAULICA

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di due strutture in elevazione e una struttura interrata, nell'ordine, l'impianto di lavorazione del cippato, la centrale termica e la vasca interrata per il deposito della materia prima come mostrato in Figura 2.1.

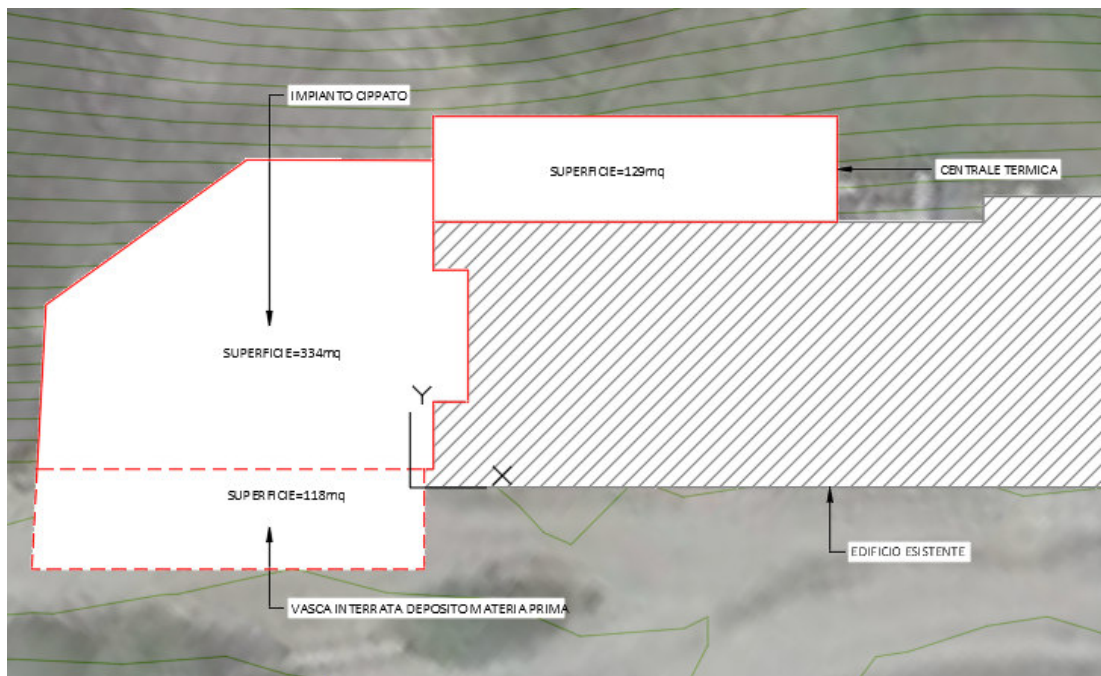


Figura 2.1: Inquadramento superfici in progetto

La superficie totale interessata dall'intervento risulta pari a $A = 581mq$.

Il R.R. 7/2017 e s.m.i. classifica gli interventi a seconda dell'ambito territoriale, dell'estensione del progetto e della variazione del coefficiente di impermeabilizzazione in riferimento alle condizioni antecedenti l'urbanizzazione (Figura 2.2).

Risultando l'estensione dell'intervento in oggetto compresa tra 0.03 ha e 0.1 ha, con un coefficiente di deflusso medio ponderale c_m maggiore di 0.4 si ricade nella classe di intervento "impermeabilizzazione potenziale media" e, ai sensi dell'art.9 del R.R. 7/2017, in ambito territoriale di Area C, pertanto il volume di laminazione minimo da garantire è direttamente valutabile rispettando la condizione di requisiti minimi dell'articolo 12 comma 2 del regolamento.

CLASSE DI INTERVENTO	SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO		
			AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)		
			Area A, B	Area 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		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	$da > 1$ a ≤ 10 ha ($da > 10.000$ a ≤ 100.000 mq)	$\leq 0,4$	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	
		$da > 10$ ha (> 100.000 mq)	qualsiasi		

Figura 2.2: Regolamento regionale di invarianza idraulica, Tabella 1.

La norma dunque prevede che il volume minimo di laminazione sia pari a $W_{norm} = 400 \frac{mc}{ha_{imp}}$.

Se si prevede come sistema di smaltimento la dispersione delle acque nel terreno, è possibile applicare uno sconto al volume di laminazione fino al 30%. Nel caso in esame si ha un volume minimo pari a

$$W_{min} = \left(1 - \frac{30}{100}\right) \cdot 400 \frac{mc}{ha_{imp}} \cdot \frac{581}{10000} mc = 16,3mc$$

In ogni caso il volume scontato dovrà essere adeguato a laminare le portate generate da un evento meteorico con un tempo di ritorno di 50 anni per il dimensionamento con relativo franco di sicurezza e di 100 anni per la verifica. La possibilità di utilizzare il volume di laminazione ridotto è praticamente legata alla permeabilità del terreno e dunque alla sua capacità di dispersione delle acque meteoriche.

A tal scopo sono state effettuate delle prove di permeabilità in foro di sondaggio (prove Lefranc). Le prove hanno permesso di dedurre una buona permeabilità del terreno, pertanto, la soluzione progettuale per le opere di invarianza idraulica prevederà di disperdere le acque nel terreno mediante l'utilizzo di tre pozzi perdenti in calcestruzzo prefabbricato del DN2000.

3. SCELTA DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ

La caratterizzazione della permeabilità del terreno all'acqua è stata effettuata mediante due prove Lefranc in due fori di sondaggio S1 e S2 (Figura 3.1), alla profondità di 2 e 4 metri.



Figura 3.1: Ubicazione dei sondaggi S1 e S2

L'elaborazione dei risultati delle prove è riportata nel documento 3123_5550_R01_Rev0_Allegato 01, allegato del report delle indagini 3123_5550_R01_Rev0_Report Tecnico delle Attività.

Si riassumono in Tabella 3.1 i risultati del coefficiente di permeabilità del terreno all'acqua k $\left[\frac{m}{s}\right]$.

Tabella 3.1: Stima del coefficiente di permeabilità

SONDAGGIO	PROFONDITA' PROVA	k [m/s]
S1	1,5 – 2,00 m	$3,68 \times 10^{-3}$
	3,50 – 4,00 m	$3,60 \times 10^{-4}$
S2	1,50 – 2,00 m	$6,74 \times 10^{-4}$
	3,50 – 4,00 m	$6,38 \times 10^{-5}$

Poiché è stata rinvenuta la falda alla profondità di circa 3 metri dal piano campagna, le opere di dispersione avranno una profondità massima di 1,7 metri mantenendo un franco di 1 metro sul livello di falda. Pertanto sarà adottato il valore di permeabilità più cautelativo per quella profondità, che è pari a

$$k = 6,74 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

4. OPERE DI INVARIANZA IN PROGETTO

Le opere in progetto prevedono:

- Pozzi perdenti in calcestruzzo di diametro DN2000
- Bocchettoni di scarico dalle coperture piane e pluviali in PVC DN100 e canali di gronda in pvc
- Tubazioni interrato in pvc DN160 e tubazioni drenanti forate in PEAD DN200
- Cunetta in calcestruzzo 40x8h cm

La raccolta delle acque è prevista separatamente per i diversi livelli delle superfici scolanti indicate in Figura 4.1

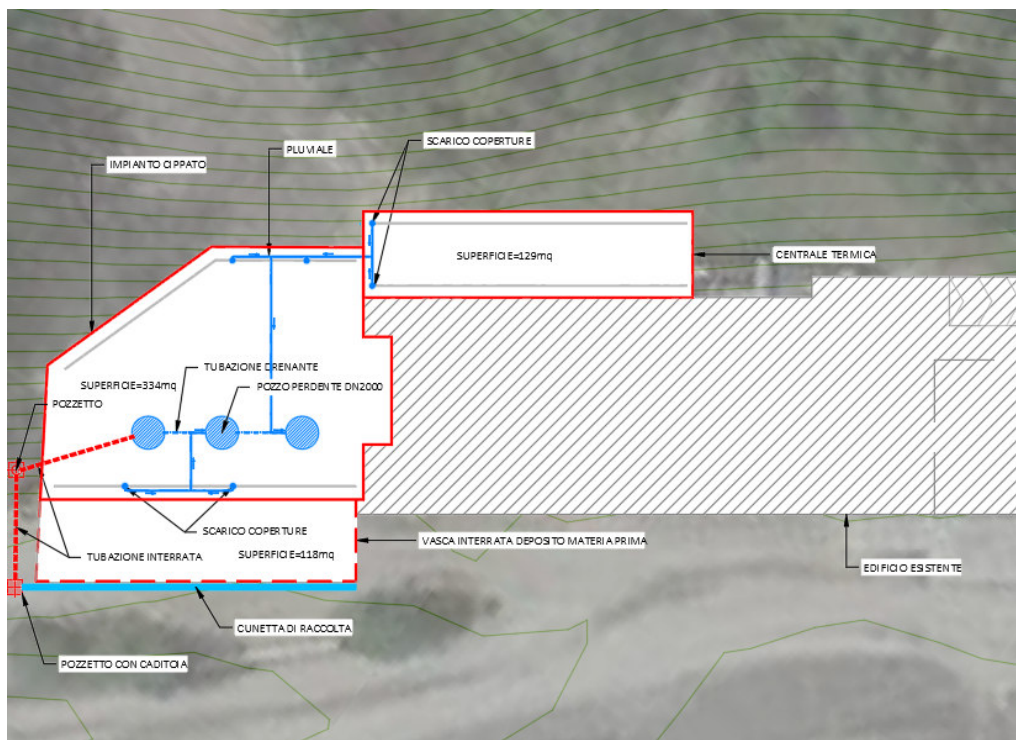


Figura 4.1: Aree scolanti e schema opere in progetto, stralcio planimetria di inquadramento, tavola 3122_5695_T01_Rev0_INQ_GEN_IDRAULICA

In riferimento alla Figura 4.1, le acque scolanti dalle coperture saranno convogliate in un sistema di pozzi perdenti mediante due scarichi connessi ad altrettanti pluviali per la centrale termica e da quattro scarichi connessi ai pluviali per la copertura dell'impianto di produzione cippato.

Per quanto riguarda le acque scolanti sulla soletta della vasca interrata, esse saranno convogliate da una cunetta di raccolta in cls a un pozzetto con caditoia sifonata (Figura 4.2) e al sistema di pozzi perdenti posto al di sotto della platea dell'impianto, previo passaggio per un pozzetto di ispezione e sedimentazione

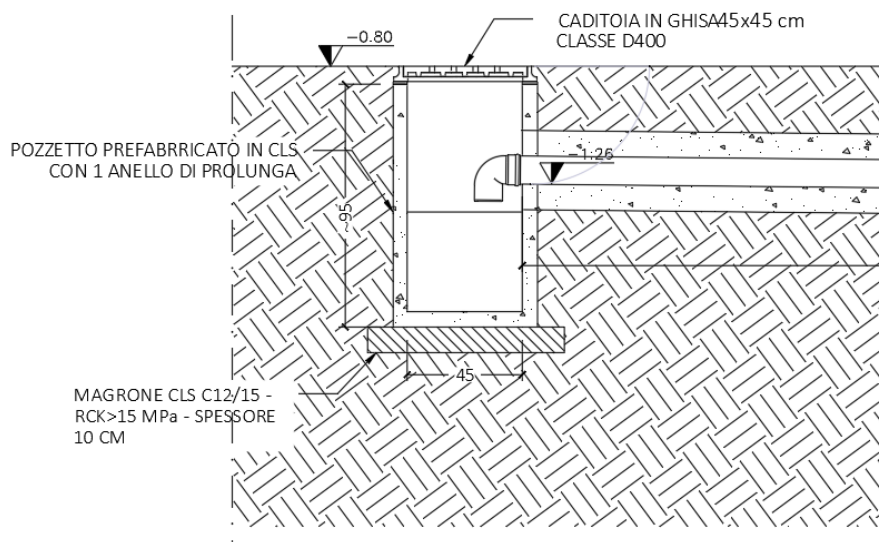


Figura 4.2: Tipologico caditoia sifonata

5. CENNI TEORICI AL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

Per il dimensionamento delle opere si sono calcolate le portate di picco e i volumi di dimensionamento adottando dei modelli afflussi-deflussi. Tali modelli, per ipotesi, legano in modo deterministico il tempo di ritorno dell'evento meteorico con il tempo di ritorno della portata. Nei paragrafi successivi del presente capitolo, seguiranno brevi cenni teorici circa i metodi utilizzati per il dimensionamento.

5.1 CALCOLO DELLA PORTATA DI PICCO

Per la definizione della portata scolante si è adottato il modello cinematico (o della corrivazione), ipotizzando che la precipitazione sia a intensità costante e che la curva tempi-aree del bacino sia lineare; in tal caso la durata critica coincide con il tempo di corrivazione del bacino e la portata critica (portata di progetto) è data dall'espressione:

$$Q_{cr} = \phi \cdot \frac{i(T_r, t_c) \cdot A}{360}$$

Dove:

- Q_{cr} = portata critica (netta) - [m³/s];
- ϕ = coefficiente di afflusso, mediante il quale si tiene conto delle perdite per infiltrazione e detenzione superficiale – [adimensionale];
- $i(T_r, t_c)$ = intensità media della precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino (t_c) ed avente un tempo di ritorno T_r – [mm/h];
- A = superficie del bacino – [ha].

Il tempo di corrivazione è stato posto pari a cinque minuti, data la modesta entità delle aree contribuenti.

5.1.1 Scelta del tempo di ritorno

L'evento di pioggia di progetto alla base dei calcoli idrologici e della simulazione/dimensionamento idraulico è scelto in base al concetto di tempo di ritorno. Il periodo di ritorno di un evento, definito anche come "tempo di ritorno", è il tempo medio intercorrente tra il verificarsi di due eventi successivi di entità uguale o superiore ad un valore di assegnata intensità o, analogamente, è il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta.

La probabilità P_N che un evento con tempo di ritorno T si realizzi in N anni è data dalla seguente formula:

$$P_N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

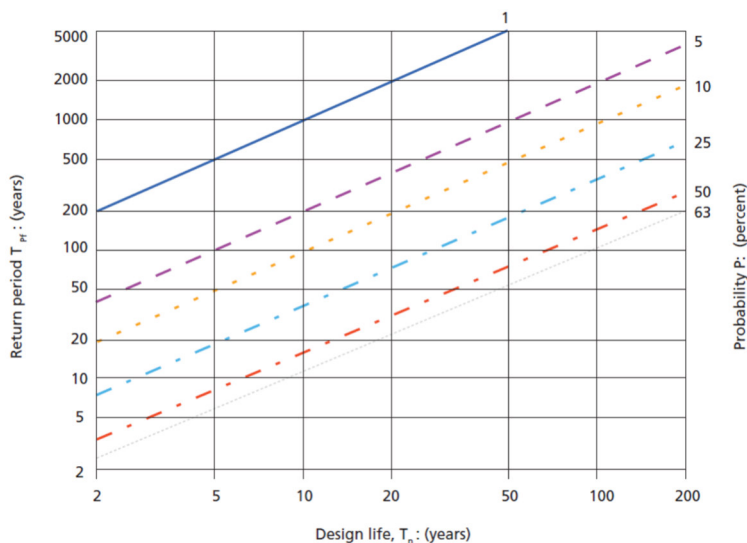


Figura 5.1: Probabilità di superamento in N anni

In questo caso il tempo di ritorno è stato scelto per il dimensionamento pari a 50 anni come richiesto dalla normativa di invarianza idraulica, garantendo un adeguato franco di sicurezza dei sistemi di scarico. Inoltre, è stata condotta la verifica per un tempo di ritorno pari a 100 anni.

5.1.2 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense – evento di progetto

Per la stima dell'intensità di precipitazione si sono determinate le LSPP (linee segnalatrici di possibilità pluviometrica) per i tempi di ritorno considerati. Le LSPP forniscono una curva durata-altezza di pioggia.

Di seguito viene proposta la formulazione utilizzata da ARPA Lombardia.

$$h(D) = a_1 \cdot w_T \cdot d^n$$

dove:

- a_1 ed n sono parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica, indipendenti dal tempo di ritorno e sito-specifici.
- w_T fattore di crescita calcolato in funzione dei parametri caratteristici sito-specifici della distribuzione statistica GEV come:
- d durata dell'evento di pioggia

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

I parametri caratteristici delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica per la determinazione della precipitazione di progetto sono assunti in conformità con quelli forniti da ARPA Lombardia per tutte le località del territorio regionale. L'ente regionale mette a disposizione la mappatura dei parametri della distribuzione GEV ("General Extreme Value Distribution") per la determinazione delle Linee di Possibilità Pluviometrica (LSPP) per un tempo di ritorno scelto.

I parametri sono mappati secondo una griglia a maglie quadrate di lato 1500m (Figura 5.2).

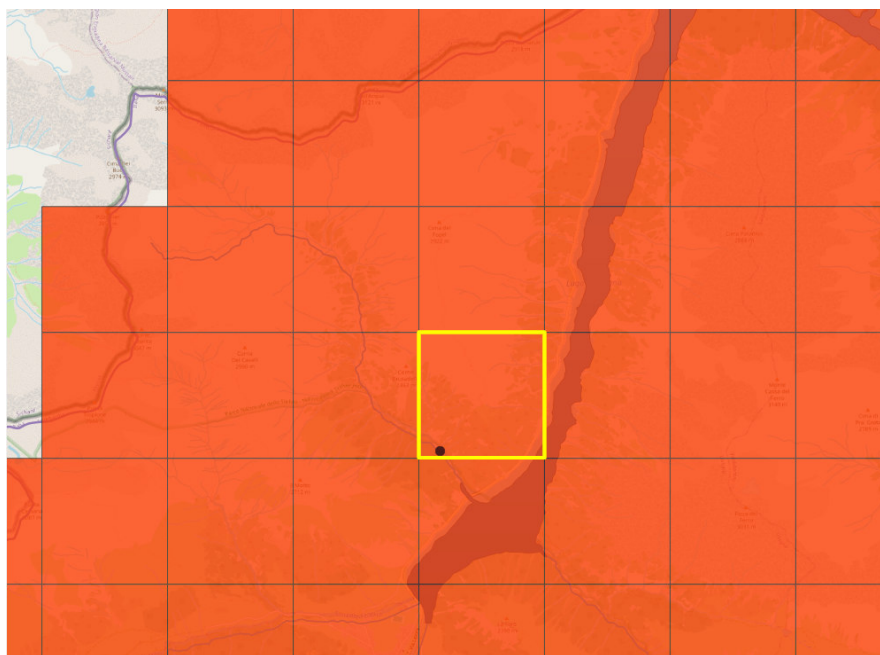


Figura 5.2: Dati idrologici messi a disposizione da Arpa per la Lombardia (<https://idro.arpalombardia.it/it/map/sidro/>) In giallo, il quadrato della maglia di lato 1500 m che include l'area di progetto.

Noti dunque i parametri idrologici e fissati i tempi di ritorno, quelli di progetto pari a 50 e 100 anni, si ottengono le due LSPP per i detti di ritorno valide per la zona in questione. Le loro equazione si possono riscrivere come

$$h(D) = a(T) \cdot d^n$$

Dove il parametro $a \left[\frac{mm}{hr^n} \right]$ dipende dal tempo di ritorno scelto.

Si riassumono in Tabella 5.1 i valori validi per la zona per i due tempi di ritorno di progetto

Tabella 5.1: Parametri LSPP

LSPP		
T=50 anni	a [mm/hr ⁿ]	34,44
	n [-]	0,47
T=100 anni	a [mm/hr ⁿ]	40,37
	n [-]	0,47

I valori di tabella Tabella 5.1 sono validi per durate di pioggia maggiori di un'ora. Per le durate inferiori all'ora si adotta l'espressione con correzione sul coefficiente n , posto pari a 0,5.

5.1.3 Valutazione della pioggia efficace – coefficiente di deflusso

La determinazione della pioggia efficace, ovvero della porzione di volume della precipitazione che contribuisce effettivamente alla formazione dell'onda di piena, è stata eseguita applicando il "metodo percentuale".

Questo metodo ipotizza che le perdite costituiscano una percentuale costante della quantità di pioggia durante l'evento. Si considera il coefficiente di deflusso φ , caratteristico dell'evento nella sua totalità, come rapporto tra il volume di precipitazione netta (P_{netta}) ed il volume di precipitazione totale (P).

$$\varphi = \frac{P_{netta}}{P}$$

Al fine di ottenere la pioggia netta, la pioggia sintetica “di progetto” viene moltiplicata per il parametro φ , ammettendo così che i fenomeni di infiltrazione e perdita idrica siano costanti durante tutta la durata dell’evento piovoso.

Il coefficiente di afflusso è stato posto pari a $\varphi = 1$, poiché le superfici sono impermeabili e le intensità di pioggia considerate per il dimensionamento elevate.

5.1.4 Capacità idraulica delle tubazioni e criterio di verifica

Per il calcolo della portata transitabile nelle tubazioni interrate si è utilizzata l’equazione di moto uniforme di Chézy:

$$Q = \chi A (R(h) i)^{0.5}$$

Dove:

- χ è un coefficiente complessivo di resistenza della sezione liquida
- $R(h)$ [m] è il raggio idraulico che varia con l’altezza del pelo libero
- A [m²] è l’area della sezione liquida
- i è la pendenza del canale

Il coefficiente χ può essere espresso nella formulazione di Gauckler-Strickler per moto assolutamente turbolento:

$$\chi = k_s R^{\left(\frac{1}{6}\right)}$$

Dove:

- R [m] è il raggio idraulico della sezione per una data altezza del pelo libero
- $k_s \left[\frac{m^{\frac{1}{3}}}{s} \right]$ è il coefficiente di scabrezza di Strickler e dipende dalle caratteristiche del materiale che compone la sezione del canale.

Per le tubazioni in PVC in progetto si è utilizzato un coefficiente di scabrezza pari a

$$k_s = 90 \frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}$$

Noto il diametro e la pendenza della tubazione si è calcolata la Q funzione del tirante idrico nella tubazione. La tubazione si ritiene correttamente dimensionata se soddisfa le verifiche $Q > Q_{cr} \wedge \frac{h}{h_w(Q_{cr})} < 0,7$ per il tempo di ritorno di 50 anni e la verifica sulla sola portata per un tempo di ritorno di 100 anni.

Dove $\frac{h}{h_w}$ è il grado di riempimento della tubazione per la portata critica di dimensionamento.

5.2 Capacità idraulica dei pluviali

La rete di raccolta acque dai tetti prevede gronde di raccolta, bocchettoni e pluviali.

5.2.1 Pluviali e gronde

Per il dimensionamento dei pluviali e delle gronde per la gestione delle acque meteoriche delle coperture si è fatto riferimento alla norma UNI EN 12056-3 - Sistemi di scarico funzionanti a gravità all’interno degli edifici

5.2.2 Capacità di pluviali verticali

La capacità del pluviale verticale è calcolata secondo la seguente formula:

$$Q_{RWP} = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot k_b^{-0,167} \cdot d_i^{2,667} \cdot f^{1,667}$$

dove:

Q_{RWP} è la capacità del pluviale, in litri al secondo (l/s);

k_b è la scabrezza del pluviale, in millimetri (considerata 0,25 mm);

d_i è il diametro interno del pluviale, in millimetri (mm);

f è il grado di riempimento, definito come proporzione della sezione trasversale riempita d'acqua, adimensionale

Il grado di riempimento f , è da considerarsi pari a 0,33.

5.2.3 Cornicioni di gronda

La capacità di cornicioni di gronda rettangolari, trapezoidali o di forma simile, progettati come orizzontali (pendenza pari al 3 per mille) e provvisti di bocche di efflusso in grado di garantire lo scarico libero, deve essere calcolata mediante la formula:

$$Q_L = 0,9 \cdot Q_N$$

Dove:

Q_L è la capacità di progetto di canali di gronda "corti" nominalmente orizzontali, in litri al secondo (l/s);

0,9 è il coefficiente di sicurezza, adimensionale;

Q_N è la capacità nominale di un canale di gronda, calcolata mediante la formula $Q_{SE} \cdot F_d \cdot F_s$ o determinata mediante prove, in litri al secondo (l/s);

Q_{SE} è la capacità equivalente di un cornicione di gronda quadrato, calcolata mediante la formula $3,48 \cdot 10^{-5} \cdot A_E \cdot 1,25$, in litri al secondo (l/s);

A_E è la sezione trasversale totale del canale di gronda, in millimetri quadrati (mm²);

F_d è il coefficiente di profondità, adimensionale;

F_s è il coefficiente di forma, adimensionale.

Se il canale di gronda non è corto (Lunghezza del canale/tirante di progetto >50), si applica il coefficiente normato F_L .

Per F_d e F_s , vedere le seguenti figure:

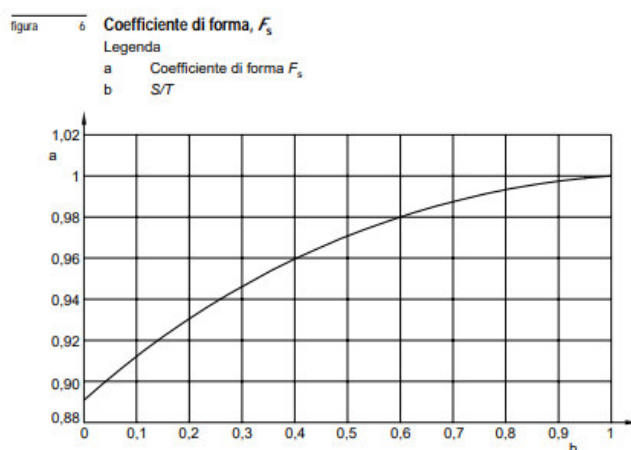
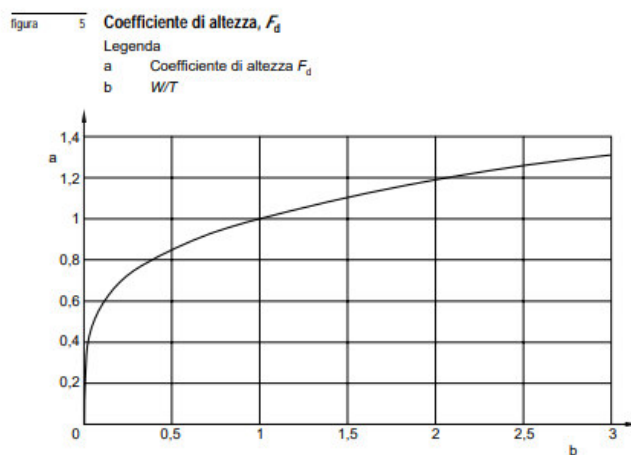


Figura 5-3 Coefficiente di altezza e coefficiente di forma

Con:

W: altezza al di sotto della linea d'acqua di progetto

T: larghezza in corrispondenza della linea d'acqua di progetto

S: larghezza in corrispondenza del fondo

Da normativa, l'altezza totale del canale si ottiene poi applicando un franco del 30%, di 25cm o di 75cm a seconda del tirante.

5.2.4 Capacità della bocca di efflusso

In genere, la condizione idraulicamente più gravosa per il dimensionamento è costituita dalla capacità della bocca di efflusso. A seconda del rapporto tra il tirante di progetto e il diametro del pluviale, si possono applicare le seguenti formule riportate nella già citata normativa:

	Bocche di efflusso circolari	Bocche di efflusso non circolari
Capacità dello stramazzo	$Q_0 = \frac{k_0 D h^{1,5}}{7500}$ valido se $h = \frac{D}{2}$ o minore	$Q_0 = \frac{k_0 L_w h^{1,5}}{24000}$ valido se $h = \frac{2A_0}{L_w}$ o minore
Capacità della bocca di efflusso	$Q_0 = \frac{k_0 D^2 h^{0,5}}{15000}$ valido se $h > \frac{D}{2}$	$Q_0 = \frac{k_0 A_0 h^{0,5}}{12000}$ valido se $h > \frac{2A_0}{L_w}$

Figura 5-4 Formule per il calcolo della capacità idraulica delle bocche di efflusso

Q_0 Capacità della bocca di efflusso in litri al secondo;

D Diametro efficace della bocca di efflusso in millimetri;

h Carico alla bocca di efflusso in millimetri;

k_0 Coefficiente di scarico (adimensionale), pari a 1,0 per le bocche di efflusso a scarico libero, 0,5 per le bocche di efflusso provviste di filtri o griglie;

L_w Lunghezza dello stramazzo di scarico, in millimetri;

A_0 Superficie piana della bocca di efflusso, in millimetri quadrati.

5.3 CALCOLO DEL VOLUME DI LAMINAZIONE

La determinazione del volume di laminazione è stata condotta con il metodo delle sole piogge.

Il *metodo semplificato delle sole piogge* si basa sulle seguenti assunzioni:

- L'onda dovuta alla precipitazione entrante nell'invaso di laminazione è un'onda rettangolare con durata e portata costante. La portata è pari al prodotto tra l'intensità media 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 coincide con la precipitazione piovosa sulla superficie scolante impermeabile dell'intervento.
- L'onda uscente è anch'essa un'onda rettangolare caratterizzata da una portata costante (laminazione ottimale) e commisurata al limite prefissato in aderenza alle indicazioni sulle portate massime ammissibili. La portata in uscita è stata in prima analisi assunta pari al massimo scarico al ricettore senza considerare infiltrazioni di opere disperdenti.

Sulla base di tali ipotesi semplificative 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 D_w che rende massimo il volume di laminazione.

La durata critica è calcolata come:

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

Dove:

- Q_{out} è la portata smaltibile dai sistemi di infiltrazione.
- a ed n sono i parametri delle LSPP;
- A è la somma delle aree le cui acque confluiscono nel sistema di laminazione in progetto
- φ è il coefficiente di deflusso medio

Il volume di laminazione si può calcolare con la seguente formula:

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

5.3.1 Portata dispersa dai pozzi

La portata massima scaricabile dal singolo pozzo, nel caso in esame, risulta secondo la formulazione proposta da Sieker (1984) pari a

$$Q_{out} = k_{insat} \left(\frac{L_p + Z_p}{L_p + Z_p/2} \cdot A_{f,p} \right) = \frac{2,09 l}{s}$$

I parametri di calcolo della formula sono riportati in Tabella 5.2

Tabella 5.2: Dati pozzo perdente

PARAMETRO		U.M.	VALORE
Permeabilità del mezzo saturo	k_{sat}	m/s	$6,74 \times 10^{-4}$
Permeabilità del mezzo insaturo	k_{insat}	m/s	$3,37 \times 10^{-4}$
Soggiacenza di falda	H_w	m	2,75
Altezza strato drenante	Z_p	m	1,14
Dislivello tra fondo pozzo e falda	L_p	m	1,05
Raggio pozzo	R_p	m	1
Superficie orizzontale drenante effettiva (anello di larghezza $Z_p/2$)	$A_{f,p}$	m ²	4,6

6. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IN PROGETTO

Si riportano al presente capitolo in maniera schematica i risultati del dimensionamento alla luce delle equazioni e ipotesi descritte al Capitolo 5.

6.1 DIMENSIONAMENTO DELLE TUBAZIONI

Tutti gli scarichi dalle coperture saranno in PVC DN 100. Tale dimensionamento tiene conto della massima area scolante pari a 189mq, mostrata in Figura 6.1

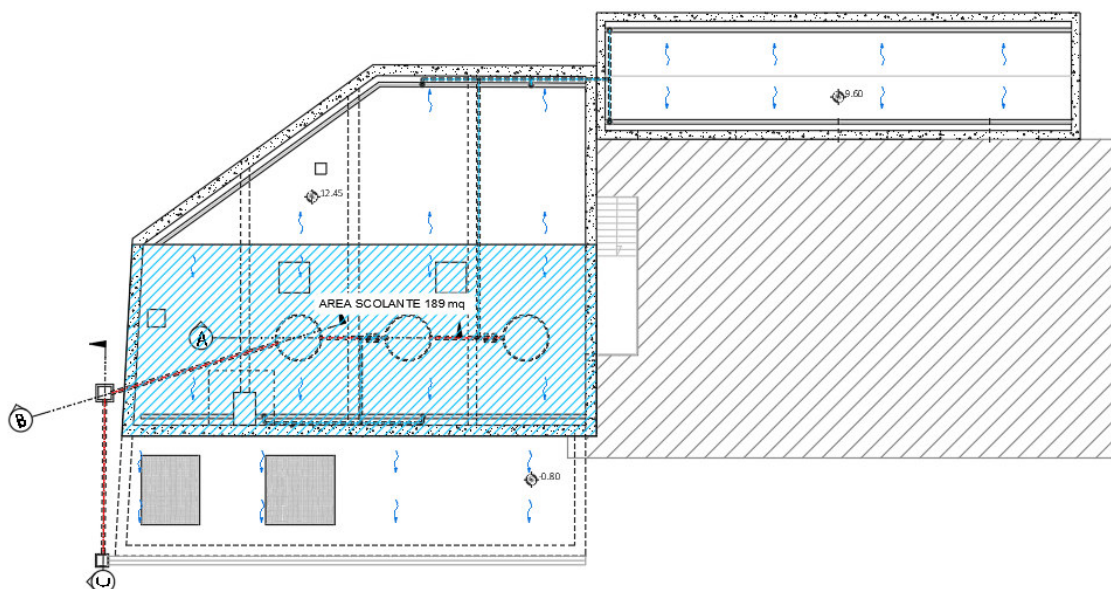


Figura 6.1: Area di dimensionamento

In Tabella 6.1 si riportano i risultati del dimensionamento del tratto verticale

Tabella 6.1 Dimensionamento tratto verticale

PARAMETRO		U.M.	VALORE
Tempo di ritorno	T	anni	50
Area scolante	A	mq	189
Portata critica	Q_{cr}	l/s	6,30
Diametro interno del pluviale	D_i	mm	96
Capacità idraulica del pluviale	Q_{RWP}	l/s	10,71

La tubazione risulta avere una capacità maggiore della portata di progetto, inoltre il franco di sicurezza è già conteggiato nella definizione di Q_{RWP} , pertanto la tubazione risulta verificata.

La dimensione dei bocchettoni di scarico posti nelle coperture piane dovranno essere definite in base al progetto della copertura e al tirante massimo ammissibile di progetto per evitare infiltrazioni. In questa fase di progettazione si propongono bocchettoni del DN100, che garantiscono lo scarico dalla con un tirante massimo di 4cm.

I tratti pseudo orizzontali (inclinazione minore di 10°), fissato il diametro pari a quello di una tubazione in PVC DN100, devono avere in funzione delle aree scolanti di dimensionamento le pendenze minime indicate in Figura 6.2, risultanti dalle diverse aree scolanti.

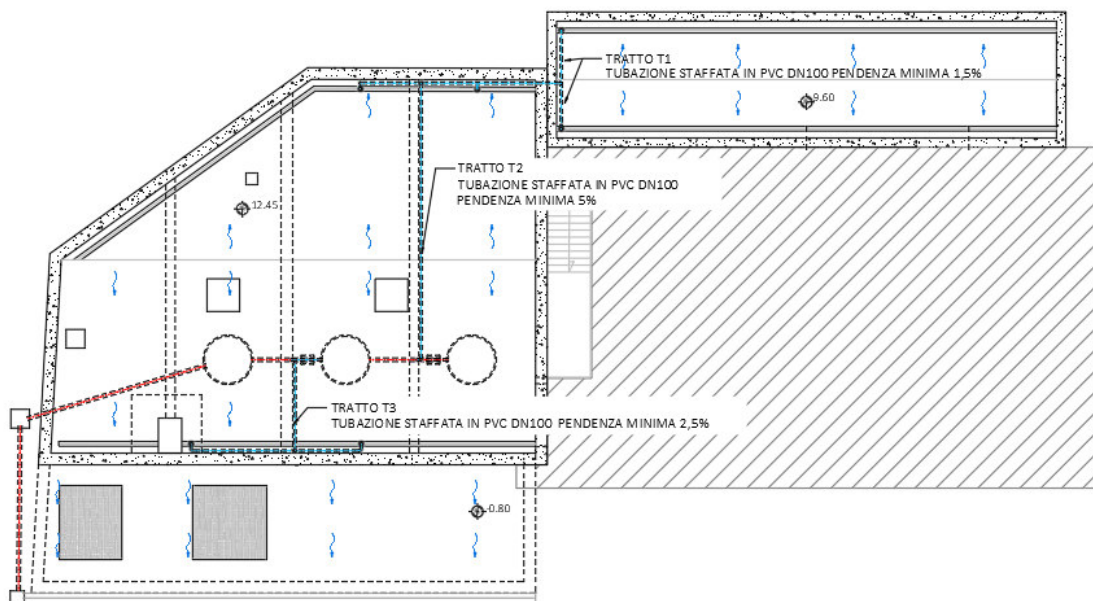


Figura 6.2: Dimensionamento tratti orizzontali

I valori di pendenza da adottare sono riepilogati in Tabella 6.2.

Tabella 6.2 Dimensionamento tratti orizzontali

DIMENSIONAMENTO TRATTI		
TRATTO	TUBAZIONE	PENDENZA MINIMA
T1	PVC DN100	1,5%
T2	PVC DN100	5%
T3	PVC DN100	2,5%

Si ipotizza che le tubazioni dei singoli scarichi saranno staffate alle pareti del piano primo. Una volta uniti gli scarichi in un'unica tubazione si avrà un tratto verticale fino al controsoffitto del piano terra seguito da un tratto orizzontale (con pendenza pari alla minima prevista) e infine nuovamente un tratto verticale incassato nel setto.

Si specifica che nel presente progetto di invarianza idraulica si sono fornite le caratteristiche minime di diametro e pendenza dei pluviali ed è stato ipotizzato un percorso di massima delle tubazioni. Tuttavia, prima della realizzazione del sistema di smaltimento acque dalle coperture dovrà essere verificata la fattibilità in relazione agli architettonici, agli strutturali e alle opere elettro-meccaniche previste. Ogni modifica del percorso dovrà comunque rispettare le indicazioni di minima pendenza e diametro prescritte dal presente progetto.

Si sono infine dimensionate le tubazioni interrate che convogliano le acque scolanti dalla superficie della vasca ai pozzi perdenti. Tali tratti sono indicati in Figura 6.3

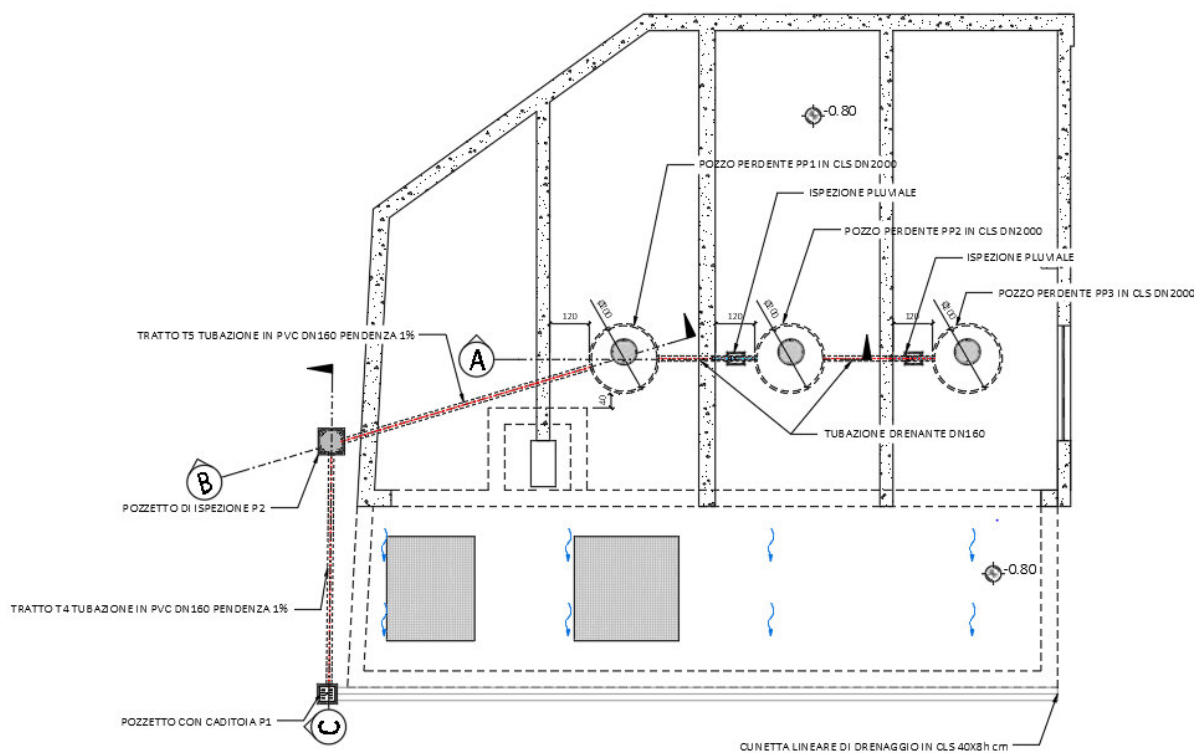


Figura 6.3: Dimensionamento tratti tubazioni interrate

La superficie scolante costituita dall'estradosso della soletta della vasca interrata, risulta pari ad $A = 118mq$, da cui si ha una portata critica pari a $Q_{cr} = 4 \frac{l}{s}$.

Pertanto si sono previsti due tratti di tubazione in PVC SN8 del diametro DN110 e pendenza pari all'1%, che è in grado di convogliare la portata di picco con un grado di riempimento del 56% (Figura 6.4). La caditoia di raccolta adiacente alla cunetta sarà sifonata e avrà un fondo posto ad almeno 30cm dal fondo della tubazione per consentire la separazione dei materiali flottanti e dei materiali sedimentabili.

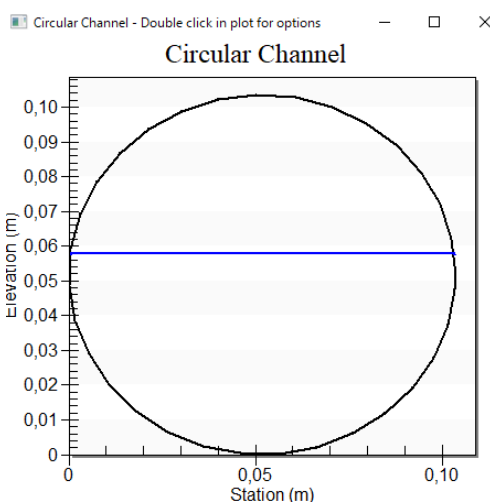


Figura 6.4: Risultato dimensionamento tubazioni interrate in moto uniforme

Il dimensionamento è stato condotto a mezzo dell'equazione di Chézy, coi parametri di calcolo riportati in Tabella 6.3

Tabella 6.3 Dimensionamento tratti interrati

DIMENSIONAMENTO TRATTO T4	
TUBAZIONE	PVC DN110 SN8
POZZETTO DI PARTENZA	P1
POZZETTO DI ARRIVO	P2
Diametro interno [mm]	103,6
k_s [$m^{1/3}/s$]	90
i-pendenza	1%
Lunghezza tubazione [m]	7
Q_{cr} [l/s]	4
h_w tirante nella tubazione [mm]	58
$\frac{h_w}{h}$ grado di riempimento	55%
DIMENSIONAMENTO TRATTO T5	
TUBAZIONE	PVC DN110 SN8
POZZETTO DI PARTENZA	P2
POZZETTO DI ARRIVO	PP1
Diametro interno [mm]	103,6
k_s [$m^{1/3}/s$]	90
i-pendenza	1%
Lunghezza tubazione [m]	8,2
Q_{cr} [l/s]	4
h_w tirante nella tubazione [mm]	58
$\frac{h_w}{h}$ grado di riempimento	55%

6.2 DIMENSIONAMENTO DEI POZZI PERDENTI

Il volume minimo di normativa scontato del 30% è pari a:

$$W_{norm} = 16,3mc$$

Per garantire tale volume si prevede l'utilizzo di 3 pozzi perdenti, del diametro interno pari a due metri e un'altezza utile pari a 1,14 metri, valutata sulla tubazione con scorrimento a quota minore entrante nel sistema di laminazione (Figura 6.5).

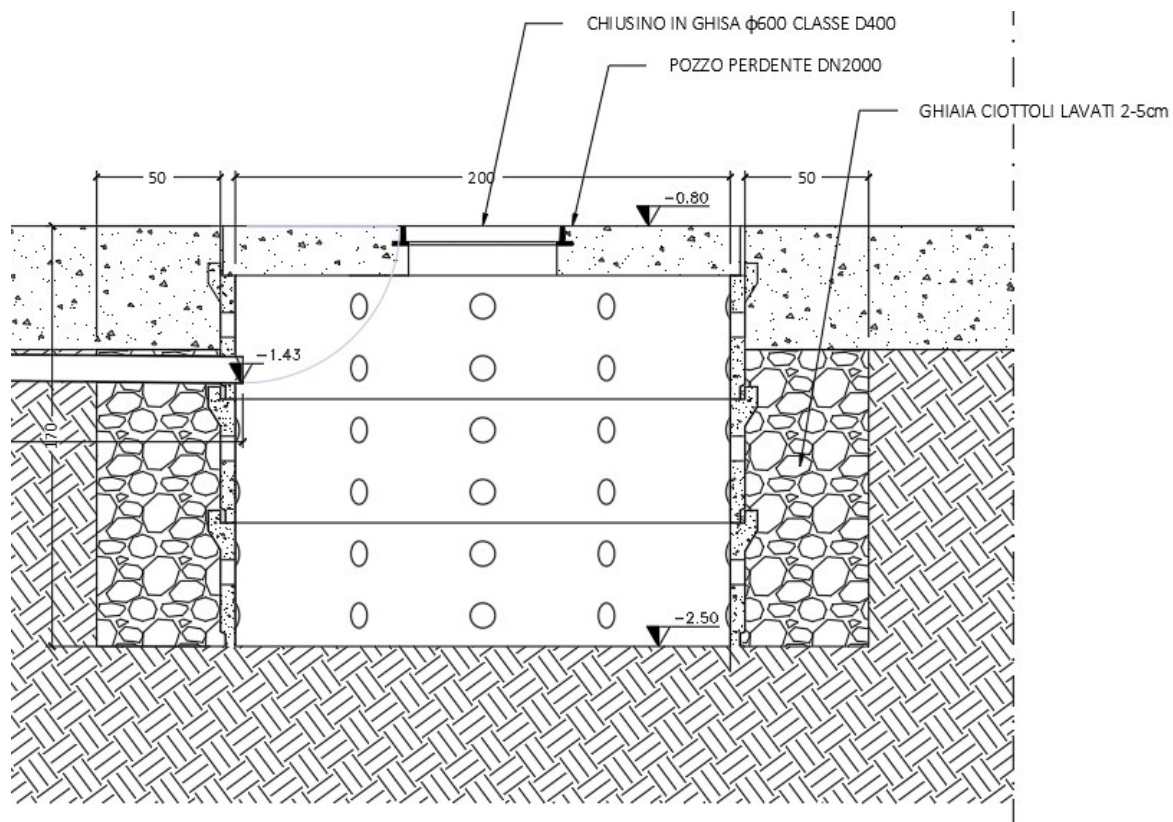


Figura 6.5: Tubazione interrata più bassa entrante nel sistema di laminazione

L'altezza utile è quella che consente di rispettare un franco di sicurezza minimo del 30% per le tubazioni; inoltre si considerano contribuenti al volume di laminazione lo strato di spessore di 50cm in ghiaia attorno al pozzo e la trincea 120x100cm in cui sono alloggiate le tubazioni perdenti che collegano i pozzi (Figura 6.6). La porosità efficace della ghiaia è stata valutata pari a 0,3.

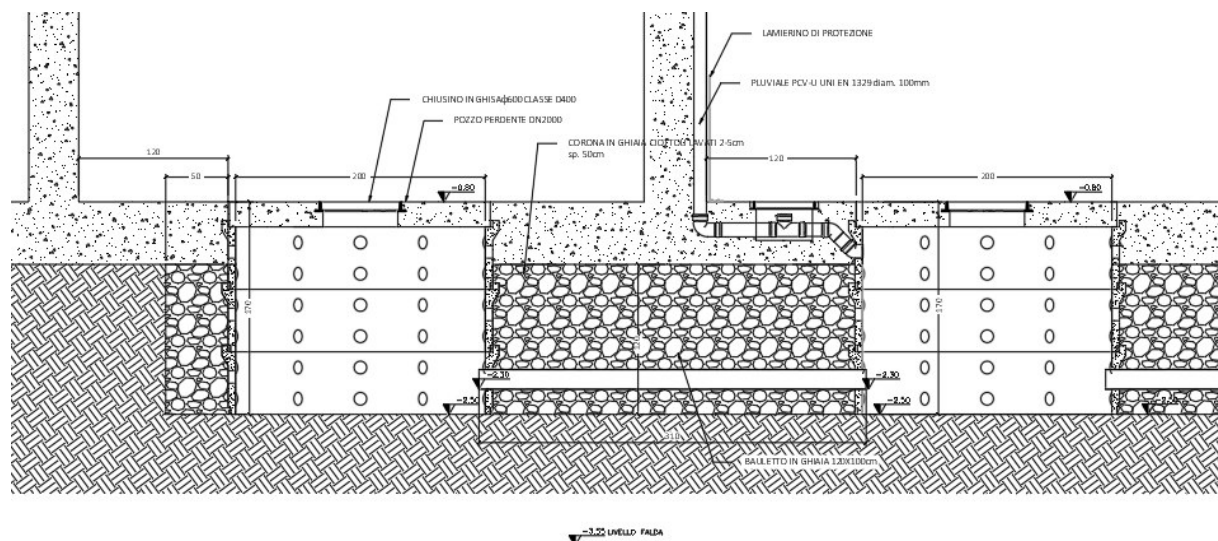


Figura 6.6: Pozzo perdente in progetto

Pertanto il volume per ciascun pozzo è pari a

$$W_{i,pozzo} = \left(\frac{\pi D^2}{4} + 0,3 \left(\frac{\pi(D + 1 + (2 \cdot t))^2}{4} - \frac{\pi D^2}{4} \right) \right) \cdot h_{utile} = 4,99mc$$

Dove t è lo spessore delle pareti del pozzo e $D = 2m$ il diametro interno del pozzo.

Per la trincea, considerando uno sviluppo delle tubazioni di collegamento, scontato del tratto di riempimento di 50cm attorno al pozzo già conteggiato, pari a 4,1m, conteggiando solo l'altezza utile pari a 1,14m si ha un volume pari a:

$$W_{trincea} = (4,1 \cdot 1,14 \cdot 1,0) \cdot 0,3 = 1,40mc$$

Per il sistema complessivo di pozzi e trincea risulta infine un volume di laminazione pari a:

$$W = 16,4mc$$

Dunque il volume di progetto rispetta il limite imposto dalla normativa di invarianza idraulica.

Tale volume deve essere giustificato anche mediante calcoli idraulici. Pertanto, utilizzando il metodo delle sole piogge descritto al paragrafo 5.3 si ottengono i valori di dimensionamento e verifica corrispondenti ai tempi di ritorno di 50 anni e 100 anni, tali valori sono riportati in Tabella 6.4

Tabella 6.4 Riepilogo volumi di laminazione

VOLUMI DI LAMINAZIONE	
Volume di progetto [mc]	16,3
Volume di dimensionamento (T=50 anni) [mc]	4,4
Volume di verifica (T=100anni) [mc]	6,1
Volume minimo normativa [mc]	16,3

Dalla tabella si evince che la condizione più severa è rappresentata dal volume richiesto dalla normativa, e che il volume di progetto è ampiamente verificato secondo i calcoli.

Infine è necessario garantire lo svuotamento del sistema di infiltrazione entro 48 ore, affinché il volume di laminazione sia disponibile per un successivo evento di pioggia. Essendo la portata uscente da ogni singolo pozzo pari a $Q = 2,09 \frac{l}{s}$, l'intero volume è svuotabile in un tempo pari a

$$t = \frac{W}{Q} = \frac{1}{3} \cdot \frac{16,4}{2,09} \cdot \frac{1}{3,6} = 0,73ore$$

Anche la verifica per lo svuotamento è soddisfatta.