


COMUNE DI POGLIANO MILANESE

(Città Metropolitana di Milano)

Esecuzione delle opere di urbanizzazione primaria del P.P. di Via Cavour / Via Matteotti

IMPIANTO DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE
Lotti 1-2-3

PROGETTO ESECUTIVO

Oggetto Relazione tecnica idraulica			Redazione	Controllo e approvazione	Data prima emissione
			Ing. Eliana Perucca	Ing. G. Patta	08.06.15
			Codice documento 9614OURIF		
			File \\Pc05\c\DOC_LAVORI\96_Poglian Mil\Rete meteoriche esec.per CAP\test.REL.IDR.lotti 1-2-3.doc		
Modif.	Data modif.	Motivo modifica	Note		
Progetto					
 ing. Gianfranco Patta, arch. Anna Maria Rachetta, arch. Andreas Orphanou arch. Veronica Patta					
studio di architettura					
Firma					
Ing. Gianfranco Patta C.so Duca degli Abruzzi n.27, Torino 10129 tel. 011590551 fax 0115683958 e-mail:ingpatta@tin.it					



Sommario

1.	Premessa.....	2
2.	Sintesi degli interventi	2
3.	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
4.	RETE PER ACQUE METEORICHE	4
4.1	IDROLOGIA.....	4
4.1.1	Dati idrologici.....	4
4.1.2	Statistica degli estremi	4
4.1.3	Curve di possibilità climatica	5
4.1.4	Coefficienti udometrici eventi di progetto	6
4.1.5	Portate di progetto	8
4.2	Verifica idraulica della rete.....	10
5.	Trattamento di dissabbiatura e disoleatura.....	11
6.	RETE DISPERDENTE.....	13
6.1	Geologia, idrogeologia e vincoli.....	13
6.2	Modello di infiltrazione.....	15
7.	VERIFICA STATICA.....	19
7.1	Trincea di posa.....	19
7.2	I carichi	21
	Carico del terreno	21
	Carichi mobili	22
	Carico per acqua di falda	22
7.3	Calcolo delle deformazioni.....	23
7.3.1	Metodo dell'anello elastico di Sprangler.....	23
7.3.2	Metodo probabilistico.....	24
7.3.3	Verifica lotto 1	26
7.3.4	Verifica lotto 2	26
7.3.5	Verifica lotto 3	26
7.4	ALLEGATI – SCALA DI DEFLUSSO.....	27
7.5	ALLEGATI – POZZI DISPERDENTI	28

1.PREMESSA

La presente relazione si inserisce all'interno della progettazione delle opere di urbanizzazione dell'area del Piano Particolareggiato di Via Cavour /Matteotti nel comune di Pogliano Milanese.

La relazione contiene la descrizione delle scelte progettuali relative alla rete di smaltimento delle acque meteoriche, le caratteristiche idrogeologiche dell'area e i calcoli di dimensionamento effettuati.

2.SINTESI DEGLI INTERVENTI

Gli interventi in progetto prevedono la realizzazione di urbanizzazioni di superficie (strade, piste ciclabili, marciapiedi, aree verdi, aree gioco, arredi urbani) e le reti di sottoservizi (reti idriche, di smaltimento delle acque reflue e meteoriche, reti elettrica e di illuminazione, rete di telefonia e gas).

Per quanto riguarda l'oggetto specifico di verifica idraulica, è stata progettata la raccolta delle acque meteoriche di piattaforma stradale, marciapiedi e piste ciclabili e il convogliamento agli impianti di smaltimento costituiti da pozzi perdenti. Sebbene le acque meteoriche di dilavamento delle superfici carrabili non siano soggette alla regolamentazione ai sensi del R.R. 04/2006 sono state preventivamente sottoposte a trattamento di dissabbiatura e disoleatura.

Tutte le reti di smaltimento sono indipendenti per lotto, in modo che possano essere realizzate coerentemente con il graduale completamento delle urbanizzazioni complessive dell'area.

Il sistema di raccolta delle acque meteoriche si prevede costituito come di seguito descritto:

- Cunette laterali alla carreggiata con caditoie ogni m 20. Nella pista ciclabile, nel marciapiede e nell'area giochi si posizionano solo caditoie

ogni m 20. Le griglie sono di ghisa lamellare carrabile e il pozzetto è sifonato con dimensioni cm 40x40xh 90.

- Tubazioni in PVC-U SN8 con diametro di varie dimensioni, da mm 160 (per gli allacci delle singole caditoie) a mm 400 (rete principale); le pendenze delle dorsali sono unificate al 0,6%.
- N. 22 pozzi d'ispezione, in fregio alle dorsali, con diametro interno cm 100 e altezze variabili; detti pozzi si collegano ai pozzi perdenti, previo trattamento di dissabbiatura e disoleatura. Il pozzo d'ispezione è in cls prefabbricato vibrocompresso con terminale a tronco di cono, fornito di scaletta alla marinara interna, sovrastante chiusino in ghisa sferoidale carrabile D400.
- N. 7 sistemi di trattamento delle acque di dissabbiatura e disoleatura;
- N. 9 pozzi perdenti formati da anelli di cls prefabbricati vibrocompressi, chiusi con soletta in c.a. e chiusino in ghisa, dimensioni diametro interno m 2x h totale m 5 e m 6.

Per ulteriori chiarimenti si rimanda alle tavole di progetto.

3.RIFERIMENTI NORMATIVI

Nella progettazione della rete si è tenuto conto della seguente normativa di riferimento:

a. Regolamento Regionale n.4 del 24.03.2006 (D.C.R. VIII/140 del 14.03.2006), "Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26".

E' stato inoltre considerato il

"Regolamento del servizio idrico integrato" del gestore delle reti CAP Holding spa.

4.RETE PER ACQUE METEORICHE

La rete di smaltimento delle acque meteoriche è stata suddivisa per lotti e dimensionata indipendentemente, in modo che possa essere realizzata indipendentemente in fasi diverse di realizzazione del Piano Particolareggiato.

4.1IDROLOGIA

4.1.1Dati idrologici

I dati idrologici necessari per la stima delle curve di possibilità pluviometrica inferiore l'ora sono le altezze di pioggia relative degli eventi di breve durata e forte intensità.

4.1.2 Statistica degli estremi

Nel presente studio, ai fini delle valutazioni degli eventi estremi, interessano essenzialmente le precipitazioni relativamente brevi ed intense; tali eventi

hanno come elementi caratteristici il tempo di pioggia t_p , definito "durata" della precipitazione, e l'altezza di pioggia h .

Qualora in una stazione pluviometrica si siano misurate le precipitazioni per un sufficiente numero di anni risulterà possibile classificare le massime annue aventi un' assegnata durata t_p in base ai tempi di ritorno T_r . Ripetendo la classificazione per i vari t_p , si possono tracciare nel piano $h-t_p$ le curve aventi parametro T_r , che si definiscono linee segnalatrici di possibilità pluviometrica. Tali curve, dette anche "curve di possibilità climatica" si lasciano rappresentare con buona approssimazione da equazioni del tipo:

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

ove a ed n dipendono dalla stazione considerata e dal tempo di ritorno T_r .

Le elaborazioni necessarie alla valutazione delle precipitazioni di assegnata probabilità vengono sviluppate sulla base delle serie storiche disponibili. I dati vengono quindi regolarizzati secondo leggi statistiche quali la legge di Gumbel o la distribuzione di probabilità GEV.

Alla legge di distribuzione identificata, determinate per ogni campione, sono stati applicati i test del segno e di Kolmogorov-Smirnov. Tali test sono necessari per identificare un buon accordo tra probabilità teorica e frequenza sperimentale.

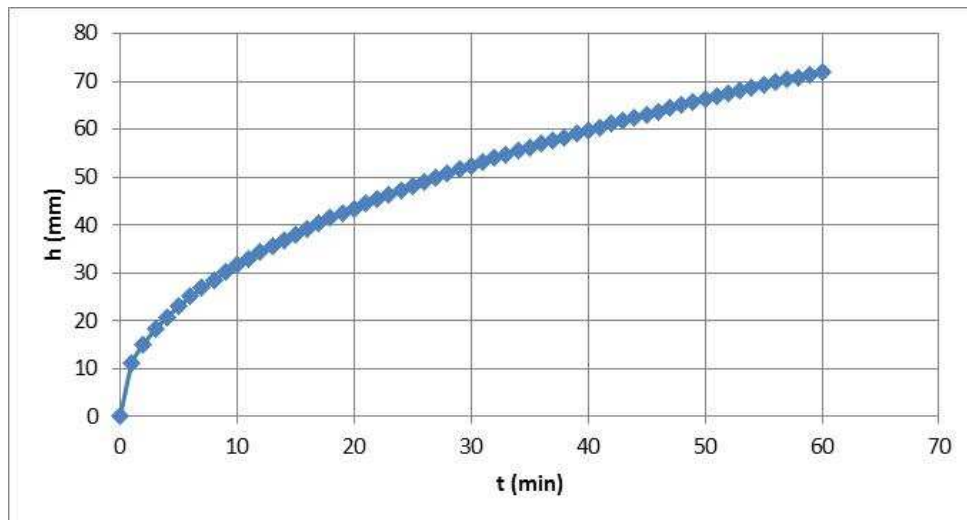
4.1.3 Curve di possibilità climatica

La curva di possibilità climatica utilizzata nel calcolo di verifica della rete di fognatura è quella con tempo di ritorno 10 anni, valore standard di dimensionamento delle reti di fognatura, ricavata da dati provenienti dall'area circostante il sito di progetto, con i seguenti parametri:

- Per tempi di pioggia < 1 h : $a=72$ $n=0,46$
- Per tempi di pioggia >1 h: $a= 72$; $n=0,16$

Nel dimensionamento si è tenuto conto degli eventi estremi e utilizzata la curva di possibilità pluviometrica con tempi di pioggia inferiori all'ora.

Figura 1- Figura delle curve di possibilità climatica T =10 anni, tempo di pioggia inferiore all'ora



4.1.4 Coefficienti udometrici eventi di progetto

Il metodo di dimensionamento della rete è stato effettuato mediante il "metodo razionale". Questo metodo prevede la definizione di un coefficiente udometrico, ossia del contributo di precipitazione che affluisce nella rete di drenaggio per unità di area.

Per il dimensionamento delle opere di drenaggio dei parcheggi, viene utilizzato un evento con tempo di ritorno di 10 anni.

Per quanto riguarda la durata della pioggia, è necessario stimare un tempo critico per i bacini in oggetto dello studio. La pratica idrologica stabilisce che il tempo di pioggia critico è quello pari al tempo di corrivazione del bacino.

Il tempo di corrivazione delle aree da drenare è stato calcolato con formule empiriche fornite in letteratura. In particolare si sono considerate due formulazioni: quella di Paoletti e quella proposta dal Civil engineering department dell'università del Maryland.

Secondo il Paoletti, in ambito urbano, il tempo di corrivazione si può stimare partendo dalla considerazione che il deflusso superficiale è in realtà un deflusso in una rete di piccole canalizzazioni incognite (grondaie, cunette, canalette ecc) che raccolgono le acque scolanti lungo le singole falde dei tetti e delle strade. Al fine di valutare il tempo di accesso in rete delle acque meteoriche, la formula di calcolo è la seguente:

$$T_a = \left[\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 0.5 l_i}{s_i^{0.375} (a \cdot \Phi_i \cdot S_i)^{0.25}} \right]^{\frac{4}{n+3}}$$

dove

l è la lunghezza del sottobacino iesimo in metri;

s è la pendenza media del bacino [m/m] (assunto pari alla pendenza media del terreno);

S è la superficie in ettari

Φ è il coeff. di afflusso del bacino

a [mm/ora] e n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica

Secondo il metodo del Civil engineering department dell'università del Maryland invece:

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

dove

L è la lunghezza della cunetta o della superficie scolante [m];

Ks è il coeff di resistenza di Gauckler S .;

i è la pendenza media della superficie [m/m].

Per le aree oggetto dell'intervento viene stimato un tempo critico di pioggia di 15 minuti, utilizzato nel dimensionamento della rete.

Come si può ricavare dagli studi idrologici riportati al paragrafo precedente, l'evento di progetto è quindi caratterizzato da **un'altezza di pioggia di 38 mm con intensità pari a 152 mm/h.**

Assunti tali valori di precipitazione la formula razionale si presenta nella forma

$$u = \frac{10000}{3600} \Phi \cdot i$$

dove:

⇒ u = coefficiente udometrico in l/s per ettaro

⇒ i = intensità in mm/h

⇒ Φ coefficiente di deflusso globale con valori da letteratura pari a:

Φ₁ = 0.9 per le superfici pavimentate, parcheggi;

Φ₂ = 0.2 per le aree verdi;

Il coefficienti udometrico di progetto risulta quindi pari a :

- **u = 381 [l/s ha]** per le superfici pavimentate;
- **u = 85 [l/s ha]** per le aree verdi.

4.1.5 Portate di progetto

Nel presente capitolo sono riportate le portate di progetto calcolate sulla base degli udometrici di cui sopra e delle aree drenate dai collettori.

La raccolta verrà effettuata mediante caditoie con chiusini in ghisa lamellare che si innestano sulla dorsale principale a pettine.

I collettori di collegamento sono costituiti da tubazioni in PVC-U SN 8 di diametro minimo DN 400.

**Tabella 1. Valori delle portate di progetto complessive ai pozzi perdenti -
LOTTO 1**

Pozzo disperdente	Asfalti [mq]	aree verdi [mq]	Q max [l/s]
PP1	473.11	151.48	19.3
PP2	301.93	222.47	13.4
PP3	580.10	243.33	24.1
totale	1355.14	617.28	56.8

**Tabella 2. Valori delle portate di progetto complessive ai pozzi perdenti -
LOTTO 2**

Pozzo disperdente	Asfalti [mq]	aree verdi [mq]	Q max [l/s]
PP4	661.85	131.23	26.3
PP5	469.37	147.68	19.1
PP6	641.60	293.58	26.9
totale	1772.82	572.48	72.3

**Tabella 3. Valori delle portate di progetto complessive ai pozzi perdenti -
LOTTO 3**

Pozzo disperdente	Asfalti [mq]	aree verdi [mq]	Q max [l/s]
PP7	304.49	363.82	14.7
PP8	304.49	363.82	14.7
PP9	304.49	363.82	14.7
totale	913.5	1091.5	44.0

4.2 Verifica idraulica della rete

Il dimensionamento idraulico è stato effettuato in moto uniforme in moto uniforme dimensionando le opere sulla base della massima portata drenata alla sezione di chiusura dei vari tratti ed imponendo un grado massimo di riempimento dei collettori pari al 50% per i diametri inferiori o uguali a 400 mm.

La portata smaltibile in moto uniforme è pari a:

$$Q = K_S \cdot A \cdot R^{2/3} i^{1/2} \cdot 1000 \quad [l/s]$$

dove: K_S = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler

i = pendenza del fondo

A = Area Bagnata in m^2

C = Contorno bagnato in m

R = Raggio idraulico in m

Come desumibile dalla letteratura le scabrezze tipiche dei materiali usati sono:

$$K_S = 90 \text{ m}^{1/3} \text{s}^{-1} \text{ tubi in PVC}$$

Per lo scarico di queste acque sono state utilizzate condotte in **PVC-U SN 8 DN400, SDR 34** (spessore 11.7mm) che, come si evince dalla scala di deflusso riportata in allegato, sono perfettamente in grado di smaltire detta portata.

Tabella 4- Tabella riassuntiva dei diametri finali di recapito dei collettori bianchi. Q_{max} è la portata massima di progetto e v_{max} la relativa velocità.

Lotto	Tratto condotta	DN [mm]	i [%]	Q_{50%} [l/s]	Q_{max}[l/s]	V_{max} [m/s]
1	P20-V1	400	0.6	80.4	19.3	1.0
1	P1-V2	400	0.6	80.4	13.4	0.87
1	P2-V3	400	0.6	80.4	24.1	1.03
2	P10-V5	400	0.6	80.4	12.9	0.85
2	P11 -V5	400	0.6	80.4	6.2	0.69
2	P7-V6	400	0.6	80.4	26.9	1.08
2	P4-V4	400	0.6	80.4	26.3	1.06
3	P15-V7	400	0.6	80.4	44.0	1.23

Il grado di riempimento dei collettori è inferiori al 50% e la velocità è sempre inferiore a 4 m/s, come da specifiche CAP.

In allegato è riportata la scala di deflusso utilizzata per il dimensionamento degli scarichi.

5. TRATTAMENTO DI DISSABBIATURA E DISOLEATURA

Il Regolamento Regionale impone l'obbligo di installazione di vasche di prima pioggia e disoleatori per le aree indicate all'art. 3 "Acque di prima pioggia e di lavaggio soggette a regolamentazione".

Nell'articolo non compare la viabilità ordinaria, pertanto l'area oggetto del presente Piano particolareggiato non richiederebbe l'installazione di un trattamento dell'acqua di prima pioggia.

Tuttavia, ai fini di contenere gli eventuali sversamenti di liquidi pericolosi e da raccogliere le sabbie prima dello smaltimento nel sottosuolo tramite i pozzi disperdenti, è stata prevista l'installazione di un trattamento di dissabbiatura e disoleatura delle acque meteoriche.

Nel dimensionamento del volume minimo di accumulo, il Regolamento Regionale impone l'accumulo di un volume corrispondente a 50m³ per ettaro di superficie impermeabile, che nel caso in progetto fornisce un volume minimo riportati nella seguente tabella.

Tabella 5 – Volume di accumulo minimo e previsto in progetto

lotto	accumulo	superficie [m ²]	V min [m ³]	V previsto in progetto [m ³]
1	V1	624.59	3	3
	V2	524.39	3	3
	V3	823.44	4	5
2	V4	793.08	4	5
	V5	617.05	3	3
	V6	935.18	5	5
3	V7	2004.93	10	10

Il sistema avrà le seguenti caratteristiche:

- Pozzetto in c.a. per il convogliamento delle acque e facente funzione di il by-pass delle acque eccedenti la prima pioggia;
- Serbatoio di accumulo e dissabbiatura;
- Pozzetto deoleatore;
- Pozzo perdente che raccoglie le acque per lo smaltimento delle acque nel sottosuolo.

Il sistema garantirà lo svuotamento del serbatoio di accumulo prima del successivo evento pluviometrico, così come stabilito dall'art.2 del Regolamento Regionale, entro 96 ore dal precedente evento di almeno 5 mm.

6. RETE DISPERDENTE

La rete di dispersione è stata dimensionata in modo da disperdere nel sottosuolo tutta la portata drenata dalla sede stradale, dai marciapiedi e dalle piste ciclabili.

6.1 Geologia, idrogeologia e vincoli

Secondo quanto indicato nello "Studio geologico, idrogeologico e sismico" allegato al piano di Governo del Territorio di Pogliano Milanese e redatto da dott. Gol. Emanuela Losa le unità litologiche del territorio sono formate da ghiaie, ghiaie con sabbie, ghiaie con sabbie e sabbie con limo. Dalla "carta dei caratteri geologico, geomorfologici e pedologici" si evince che l'area in progetto si trova nella unità litologica UL3 "alluvioni ghiaioso – sabbiose terrazzate"

La permeabilità viene definita da "moderata a moderatamente elevata", e quindi compatibile con un efficiente smaltimento delle portate meteoeriche tramite pozzi perdenti.

Per quanto riguarda la piezometria il citato studio specifica:

"L'andamento piezometrico si attesta alle profondità comprese tra 10 e 15 metri dal piano di campagna nella parte centromeridionale del territorio, identificata in Tavola 2 con la sigla UI2 e tra 15 e 20 metri dal piano di campagna nella porzione settentrionale del territorio comunale, identificata in Tavola 2 con la sigla UI2.

....

La direzione di flusso principale della falda freatica risulta per tutto il territorio con andamento Nord-Ovest / SudEst con una oscillazione annuale di circa 2 m massima nei periodi estivi e minima nei periodi invernali."

Nell'area di progetto, la tavola 2 dello studio idrogeologico allegato al piano di governo del territorio indica che la soggiacenza della falda è compresa tra 10 e 15 metri (zona denominata "UI2"). La piezometria risulta essere

adeguatamente profonda e quindi compatibile con lo smaltimento delle acque tramite pozzi perdenti.

Si riporta di seguito uno stralcio della tavola 2 citata " Carta degli elementi idrogeologici".

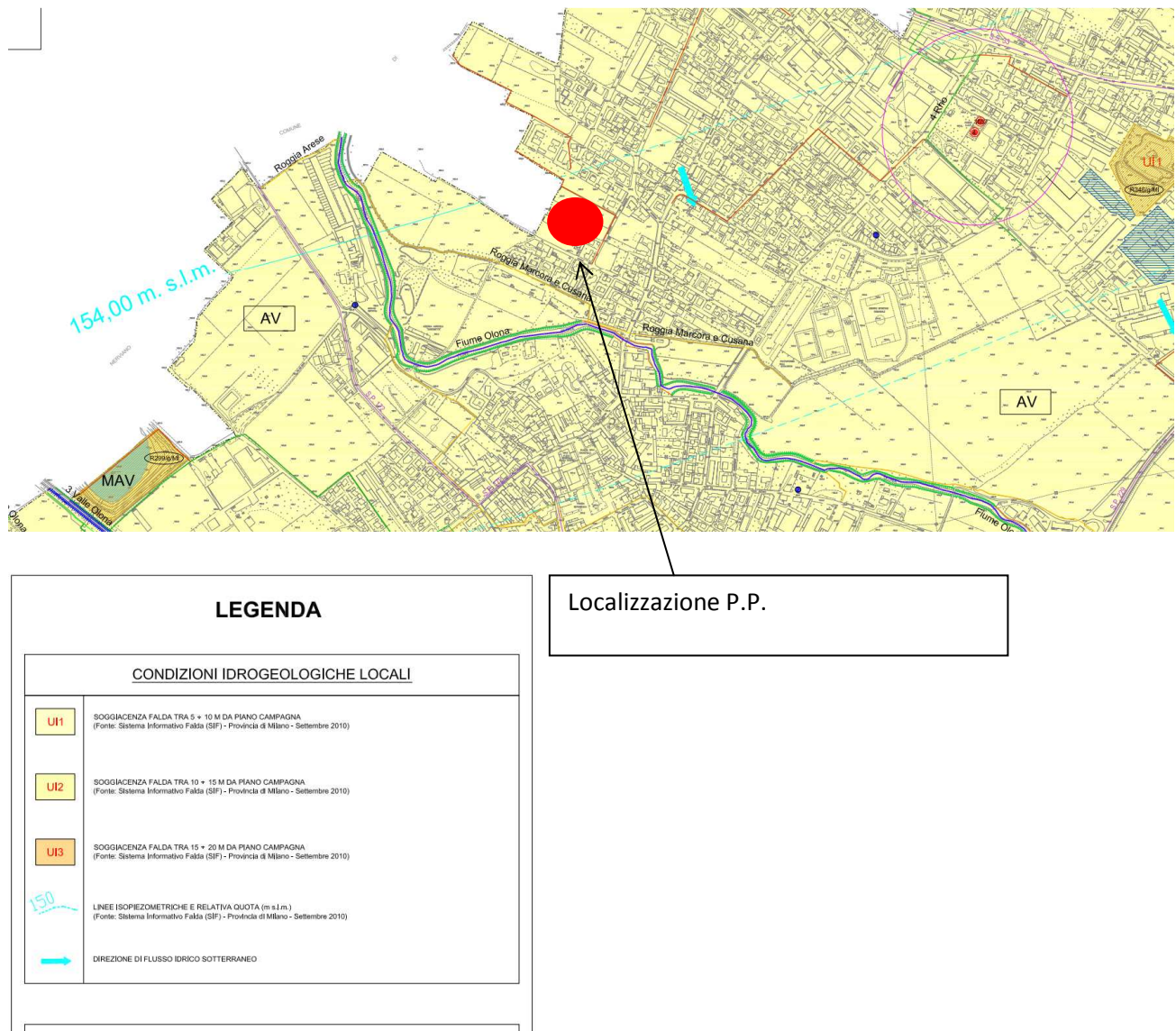
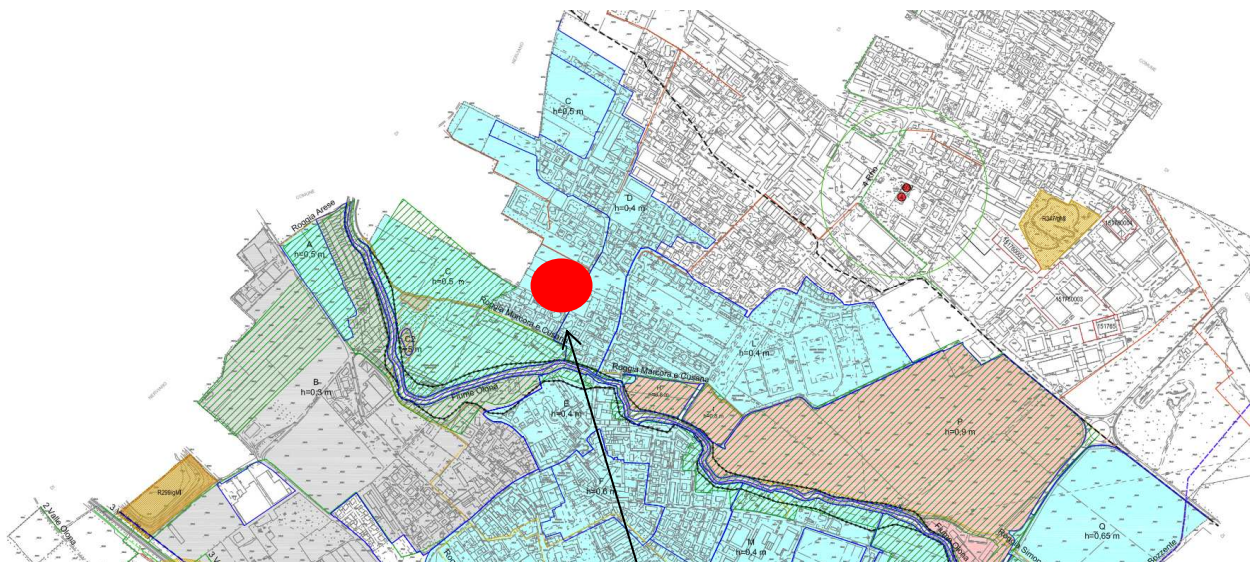


Figura 2 – Stralcio della tavola PGT "Carta degli elementi idrogeologici"

La seguente figura invece mostra uno stralcio della tavola 5 allegato al Piano di Governo del Territorio denominata "Carta dei vincoli". L'area ricade in area di rischio idraulico H3, ed è esterna alla fascia "A" e "B" di progetto del PAI.



LEGENDA

VINCOLI DERIVANTI DALLA PIANIFICAZIONE DI BACINO (ex L.183/89)

	AREA SOGGETTA ALLA NORMATIVA DI PAI RELATIVA ALLA FASCIA "A"
	ZONAZIONE DI PERICOLOSITA'/RISCHIO IDRAULICO H1/H2
	ZONAZIONE DI PERICOLOSITA'/RISCHIO IDRAULICO H3
	ZONAZIONE DI PERICOLOSITA'/RISCHIO IDRAULICO H4
	LIMITE PAI DI FASCIA B DI PROGETTO
	LIMITE PAI DI FASCIA C

VINCOLI DERIVANTI DALLLO STUDIO DEI RETICOLO IDRICO

	CORSI D'ACQUA PUBBLICI (D.p.r. 4/1208/86) PRINCIPALE (Allegato A D.p.r. 77/68/02 e D.p.r. 7/1395/03) Fascia di rispetto 10 m
	CORSI D'ACQUA DI BONIFICA Inseriti nell'allegato D (D.p.r. 7/1395/03) 1) Fascia di rispetto 5 m per canali derivatori 2) Fascia di rispetto 5 m per affluenti e colatori
	CORSI D'ACQUA PRIVATI Non inseriti nell'allegato D (D.p.r. 7/1395/03)
	CORSI D'ACQUA SEGNA TI SU CATASTALE MA NON PIU' ATTIVI (Ex Terzari Villorisi)

N.B.: I tratti con tratteggio indicano i settori tombinati dei corsi d'acqua

Localizzazione P.P.

Figura 3 – Stralcio della tavola PGT “Carta dei vincoli”

6.2 Modello di infiltrazione

Il dimensionamento del sistema di infiltrazione viene eseguito confrontando le portate di progetto meteoriche Q_p in arrivo al sistema (l'idrogramma di piena di progetto) con la capacità d'infiltrazione (o portata Q_f) del terreno e con l'eventuale volume W immagazzinato nel sistema; tale confronto può essere espresso con la seguente equazione di continuità,

che rappresenta il bilancio delle portate entranti e uscenti per il mezzo filtrante, in cui per semplicità è stata trascurata l'evaporazione:

$$(Q_p - Q_f) \cdot \Delta t = \Delta W$$

Con ΔW la variazione del volume invasato nel mezzo filtrante nell'intervallo Δt .

Nel caso di progetto, si utilizza un idrogramma triangolare con picco dopo 15 minuti dall'inizio dell'evento di pioggia. La portata di picco viene calcolata in funzione delle superfici raccolte e dei coefficienti udometrici di progetto.

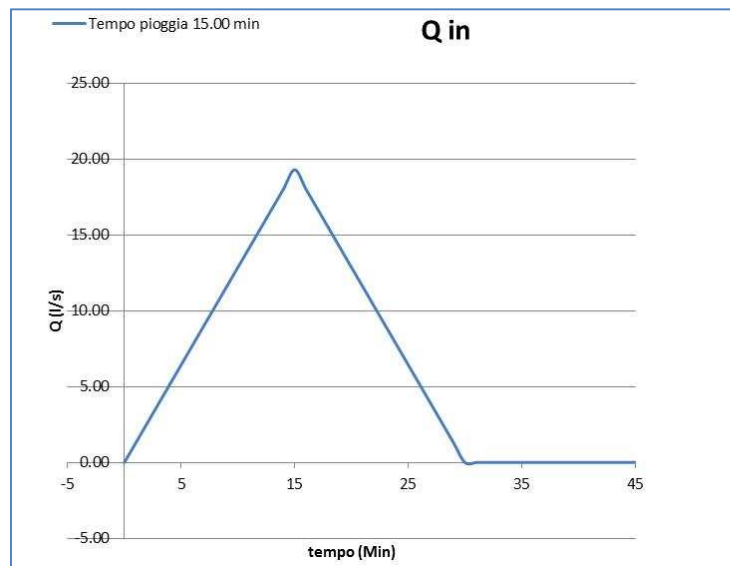


Figura 4 – Idrogramma di progetto (Lotto1)

La portata di infiltrazione Q_f può essere dedotta dalla legge di Darcy:

$$Q_f = K \cdot J \cdot A_f$$

essendo K la permeabilità del mezzo filtrante (in m/s), J la cadente piezometrica (in m/m) e A_f la superficie netta di infiltrazione (in m²).

Come indicato nello studio geologico citato precedentemente, l'assetto litologico del suolo è costituito da uno strato sabbie con ghiaia o ghiaie sabbiose

Questo assetto litostratigrafico presenta quindi terreni superficiali con grado di permeabilità da medio-alto ad alto (10^{-3} m/s).

Nella tabella seguente sono riportati i valori di K per alcuni suoli tipici (Francani 1988).

Tipo di suolo	K (m/s)	Tipo di permeabilità
Ciottoli, ghiaia (senza elementi fini)	$>10^{-2}$	elevata
Sabbia, sabbia e ghiaia	$10^{-2}-10^{-5}$	Buona
Sabbia fine, limo, argilla con limo e sabbia	$10^{-5}-10^{-6}$	Cattiva
Argilla omogenea	$10^{-6}-10^{-11}$	impermeabile

Per i pozzi disperdenti, la portata Q_f può essere calcolata con la seguente espressione ("Opere Idrauliche Nelle Costruzioni Stradali", Luigi Da Deppo & Claudio Datei);

$$Q_f = 2\pi K \frac{H^2}{\ln(R/r_0)}$$

In cui H è l'altezza drenante del pozzo, K la permeabilità, R è il raggio di influenza e r_0 il raggio del pozzo.

Il calcolo del livello z raggiunto all'interno del pozzo può essere condotto per passi, fissando un intervallo temporale di 1 minuto, congruo con il tempo di corrivazione dei bacini in esame.

La verifica di funzionamento del pozzo è soddisfatta se il livello massimo di invaso z raggiunto nel pozzo risulta compatibile con la rete fognaria afferente allo stesso. Occorre verificare che lo svuotamento, dopo la fine dell'evento piovoso, avvenga in un tempo non maggiore di quello medio stimato fra due eventi successivi (si garantisce un tempo di svuotamento non superiore a 4 giorni).

Per un corretto dimensionamento, la rete di dispersione è stata divisa in lotti e all'interno dei lotti le reti sono state suddivise in funzione delle aree in cui era effettivamente possibile realizzare i pozzi perdenti (aree verdi e all'esterno delle sedi stradali).

Il volume di accumulo dei pozzi è stato verificato, oltre che con il modello di dispersione sopra enunciato, anche tramite le richieste progettuali degli uffici comunali di 200 m³ per ettaro di superficie raccolta.

Per garantire livelli di invaso compatibili con gli interventi previsti, risulta necessario prevedere complessivamente la **posa di n.9 pozzi disperdenti di diametro interno 2m e altezza disperdente 4m, tranne il pozzo PP6 nel lotto 2 che avrà altezza disperdente 5 m.**

Si riportano di seguito le tabelle di verifica dei sistemi di dispersione.

7. VERIFICA STATICA

Nel seguente paragrafo verrà effettuata la verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine delle condotte posate.

Per la verifica statica delle tubazioni flessibili interrate si fa riferimento alla norma AWWA (American Water Works Association) C 950-88.

Le verifiche vanno effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali.

7.1 Trincea di posa

In sede esecutiva è essenziale la corretta posa in opera e la scrupolosa corrispondenza tra il progetto e l'effettiva realizzazione.

Le condotte saranno posate in "trincea stretta", ossia un trincea con le caratteristiche indicate nella seguente tabella

Tipo di trincea	B	
Trincea stretta	$\leq 3D$	$< H/2$

in cui D è il diametro esterno della tubazione, B la larghezza della trincea a livello della generatrice superiore del tubo e H è l'altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo.

Si considera di posare le condotte in trincea stretta i quanto è la migliore sistemazione nella quale collocare un tubo di PVC, in quanto viene alleggerito dal carico sovrastante, riuscendo a trasmetter parte di esso al terreno circostante in funzione della deformazione per schiacciamento alla quale il manufatto è sottoposto.

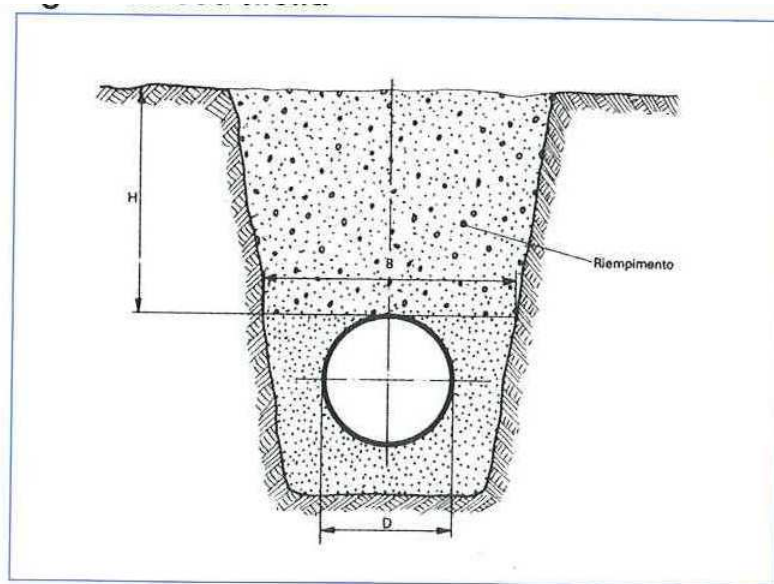


Figura 5- Sezione di posa

La posa della tubazione dovrà essere effettuata su letto in sabbia e ghiaietto con diametro massimo 10-15 mm.

7.2 I carichi

La resistenza meccanica dei tubi destinati alle fognature è determinata dai carichi esterni (Q) e non dalla pressione idraulica interna accidentale.

I suddetti carichi esterni sono dati dalla somma di:

- carico del terreno q_t ;
- carico di traffico o carichi mobili q_m ;
- acqua di falda q_f .

Si indicherà di seguito con q in kg/m^2 il carico per unità di superficie e con $Q=q \cdot D$ in kg/m il carico per unità di lunghezza.

	Carico del terreno	
Trincea stretta	$B \leq 3D$ $B \leq H/2$	$q_{tl} = C_{dl} \cdot \gamma \cdot B$

$C_{dl} = \frac{1 - e^{-2K \tan \theta \cdot H/B}}{2K \tan \theta}$	coefficiente di carico per il riempimento in trincea stretta
$K = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$	rapporto tra pressione orizzontale e verticale nel materiale di riempimento

NATURA DEL TERRNO	MATERIALE DI RIEMPIMENTO	ANGOLO θ
Marna	Sabbia	30
Marna	Ghiaia	35
marna	Ciottoli grossi	40
Rocce lisce	Sabbia	25
Rocce lisce	Ghiaia	30
Rocce scistose	Sabbia	35
Rocce scistose	ghiaia	40

Carichi mobili	
$q_m = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{(H + D/2)^2} \varphi$	

P (kg)	carico concentrato in kg costituito da una ruota o da una coppia di ruote.
3000	solo passaggi di autovetture o di autocarri da cantiere
6000	passaggi di autovetture o di autocarri leggeri
9000	passaggi di autotreni pesanti

φ	coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto dinamico dei carichi.
$1 + 0,3/H$	mezzi stradali

Carico per acqua di falda	
$q_f = \gamma_{H2O}(H - H_1 + D/2)$	

dove

θ	angolo di attrito tra il materiale di riempimento e le pareti della trincea;
φ	angolo di attrito interno del materiale misurato in corrispondenza della generatrice superiore del tubo in metri.
B	Larghezza della trincea, misurata in corrispondenza della generatrice superiore del tubo in metri
D	diametro nominale del tubo
H	altezza di riempimento misurata dalla generatrice superiore del tubo

H_1	soggiacenza della falda dal piano campagna
γ	peso specifico del terreno in kg/m ³

Nel caso in progetto la falda è profonda e non interferisce con la posa della condotte.

7.3 Calcolo delle deformazioni

Il parametro più importante sia in fase di calcolo che in fase di collaudo è la deformazione diametrale dei tubi.

Si può valutare la deformazione mediante la formulazione di Sprangler oppure secondo il metodo probabilistico di seguito riportati.

7.3.1 Metodo dell'anello elastico di Sprangler

Le flessioni Δy di un anello elastico sottoposto ad un carico sono espresse nella formulazione proposta di seguito dalla formula di Sprangler.

Nel caso di un tubo flessibile interrato si ha

Tempo iniziale $t=0$	$\Delta x = \Delta y = \frac{0,125 Q D^3}{E(s/D)^3 + 0,0915 E_1}$
$t > 0$	$\Delta x = \Delta y = \frac{0,125 T Q}{\frac{E}{T}(s/D)^3 + 0,0915 E_1}$

Dove $Q=q \cdot D$ in kg/m carico al metro e $T=2$ è il valore raccomandato.

I valori di E_1 si possono calcolare in base all'espressione:

$$E_1 = \frac{9 \cdot 10^4}{\alpha'} (H + 4)$$

in cui H è l'altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo e α' è un fattore che dipende dalla compattazione del rinfiamento del tubo e che è collegato alla prova Proctor.

Prova Proctor	α'
95°	1,0
90°	1,5
85°	1,5 ²
80°	1,5 ³
75°	1,5 ⁴

7.3.2 Metodo probabilistico

Inflessione diametrale a lungo termine (95% di probabilità)

$$\Delta y = \frac{(DeWc + Wl)Kx}{8RG + 0,061KaEs} + \Delta a$$

dove

Δy	Inflessione diametrale in cm
De	Fattore di ritardo d'inflessione (senza dimensione) che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo (1,5-2, vedi tabella)
Wc	Carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza [N/cm]
Wl	Carico mobile per unità di lunghezza [N/cm]
Kx	Coefficiente di inflessione che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore di appoggio del tubo (0,083-0,11)
RG	Rigidità a lungo termine del tubo [N/cm ²]; ½ della rigidità iniziale per il PVC
Es	modulo elastico del terreno [N/cm ²];
$ka, \Delta a$	parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima (frattile di ordine 0,95 della distribuzione statistica dell'inflessione) (normalmente $ka=0.75$ e $\Delta a=0$ – vedi tabella)

Tipo di reinterro e grado di costipamento	<i>De</i>
Reinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato ad elevato	2,0

Tipo di installazione	Angolo equivalente, di letto, in gradi	Coefficiente Kx
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor $\geq 95\%$) o materiale di letto e rinfiando di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor $\geq 95\%$)	180	0,083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor $\geq 85\%$ e $\leq 95\%$) o materiale di letto e rinfiando di tipo ghiaioso	60	0,103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo	0	0,110

Altezza H del reinterro [m]	Δa	k_a ,
$H \leq 4,9$ m	0	0,75

La seguente tabella riporta i valori massimi ammissibili di deformazione per tubazioni SN8 a breve e a lungo termine.

Deformazione diametrale x/D nel tempo dei tubi interrati in PVC (valori raccomandati da ISO/DTR 7073)

TIPO UNI	Dopo 1-3 mesi	A lungo termine (dopo 2 anni)
SN 8	8% (valore massimo)	10,00% (valore massimo)

7.3.3 Verifica lotto 1

La verifica è stata effettuata considerando posa in trincea stretta, un angolo di 30° e riempimento con sabbia e ghiaietto.

Nel lotto 1 sono stati ipotizzati carichi pesanti che possono transitare su strada.

Punto di verifica	H (m)	$\Delta x/D$ (Sprangler)	$\Delta x/D$ (probabilistico)
P22	H min = 1.0m	4.4 %	6 %
P20	H max = 1.68 m	2.7 %	3.8 %

La verifica statica è superata.

7.3.4 Verifica lotto 2

Analogamente al lotto 1, sono stati ipotizzati carichi pesanti che possono transitare su strada con le stesse modalità di posa.

Punto di verifica	H (m)	$\Delta x/D$ (Sprangler)	$\Delta x/D$ (probabilistico)
P09	H min = 1.0m	4.4 %	6 %
V4	H max = 1.55 m	2.9 %	4.0%

La verifica statica è superata.

7.3.5 Verifica lotto 3

In questo caso sono stati considerati solo carichi leggeri, in quanto trattasi di pista ciclabile e marciapiede pedonale.

Punto di verifica	H (m)	$\Delta x/D$ (Sprangler)	$\Delta x/D$ (probabilistico)
P19	H min = 1.0 m	2.3 %	3.2 %
V7	H max = 1.83 m	2.1 %	2.9 %

La verifica statica è superata.

7.4ALLEGATI – SCALA DI DEFLUSSO

LAVORO								
SCALA DI DEFLUSSO PER SEZIONE CIRCOLARE								
		Diametro esterno	400					
		Diametro interno	377	mm				
		Scabrezza (Strickler)	90	m ^{1/3} /s				
		Pendenza	6.0	m/km				
Altezza d'acqua [mm]	Carico Totale [m]	Area Bagnata [m²]	Contorno Bagnato [m]	Raggio Idraulico [m]	Portata [l/s]	Velocità [m/s]	Coeff. Riemp. [%]	To [Pa]
0	0	0.000	0.00	0.00	0.0	0.00	0	0.00
9	12	0.001	0.12	0.01	0.2	0.24	1	0.37
19	26	0.002	0.17	0.01	0.8	0.37	2	0.72
28	40	0.004	0.21	0.02	1.8	0.48	3	1.07
38	55	0.006	0.24	0.02	3.4	0.58	5	1.41
47	70	0.008	0.27	0.03	5.4	0.67	7	1.74
56	85	0.010	0.30	0.03	7.8	0.75	9	2.06
66	100	0.013	0.33	0.04	10.7	0.82	12	2.37
75	115	0.016	0.35	0.05	14.1	0.89	14	2.67
85	131	0.019	0.37	0.05	17.8	0.95	17	2.97
94	146	0.022	0.39	0.06	22.0	1.01	20	3.25
104	162	0.025	0.42	0.06	26.6	1.07	22	3.52
113	177	0.028	0.44	0.06	31.5	1.12	25	3.79
122	192	0.031	0.46	0.07	36.7	1.17	28	4.04
132	207	0.035	0.48	0.07	42.3	1.22	31	4.29
141	222	0.038	0.50	0.08	48.1	1.26	34	4.52
151	237	0.042	0.52	0.08	54.2	1.30	37	4.75
160	252	0.045	0.53	0.08	60.5	1.34	40	4.96
169	266	0.049	0.55	0.09	66.9	1.38	44	5.17
179	280	0.052	0.57	0.09	73.6	1.41	47	5.36
188	294	0.056	0.59	0.09	80.4	1.44	50	5.54
198	308	0.059	0.61	0.10	87.2	1.47	53	5.71
207	322	0.063	0.63	0.10	94.1	1.50	56	5.87
217	335	0.066	0.65	0.10	101.1	1.52	60	6.02
226	348	0.070	0.67	0.10	108.0	1.55	63	6.15
235	361	0.073	0.69	0.11	114.8	1.57	66	6.28
245	373	0.077	0.71	0.11	121.6	1.59	69	6.39
254	385	0.080	0.73	0.11	128.2	1.60	72	6.48
264	397	0.083	0.75	0.11	134.6	1.62	75	6.57
273	408	0.086	0.77	0.11	140.7	1.63	78	6.63
282	419	0.090	0.79	0.11	146.5	1.64	80	6.69
292	429	0.093	0.81	0.11	152.0	1.64	83	6.72
301	439	0.096	0.83	0.11	157.1	1.64	86	6.74
311	449	0.098	0.86	0.11	161.6	1.64	88	6.74
320	457	0.101	0.88	0.11	165.6	1.64	91	6.72
330	466	0.103	0.91	0.11	168.9	1.63	93	6.68
339	473	0.106	0.94	0.11	171.3	1.62	95	6.61
348	480	0.108	0.97	0.11	172.7	1.60	97	6.50
358	485	0.109	1.01	0.11	172.7	1.58	98	6.35
367	488	0.111	1.06	0.10	170.6	1.54	99	6.12
377	483	0.111	1.18	0.09	160.7	1.44	100	5.54

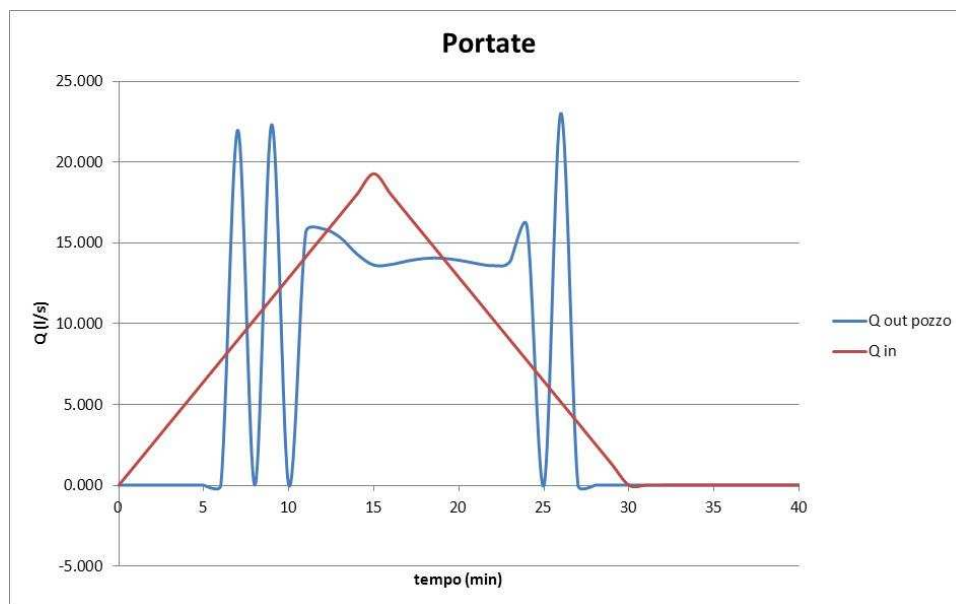
7.5 ALLEGATI – POZZI DISPERDENTI

LOTTO 1 – PP1

Coeff permeabilità K	0.001	m/s
Diam pozzo	2	m
Raggio pozzo r0	1	m
Area pozzo	3.14	mq
Raggio ghiaia attorno pozzo	1.00	m
Area immagazzinamento ghiaia (30% porosità)	0.00	mq
Area afferente	625	mq
Tempo corrivazione complesso	15	min
H disperdente pozzo [m]	4	m
Altezza totale pozzo [m]	5	m
R/ro	4.7	
R	4.7	m
Volume utile pozzo	12.6	mc
Volume totale pozzo	15.7	mc

H max **1.79 m**

Qmax Pozzo	64.6 l/s
------------	----------

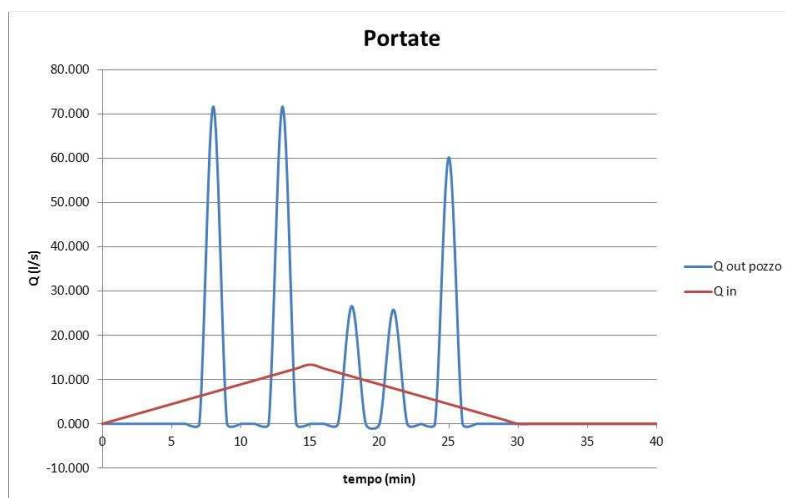
laterale


LOTTO 1 – PP2

Coeff permeabilità K	0.001	m/s
Diam pozzo	2	m
Raggio pozzo r0	1	m
Area pozzo	3.14	mq
Raggio ghiaia attorno pozzo	1.00	m
Area immagazzinamento ghiaia (30% porosità)	0.00	mq
Area afferente	524	mq
Tempo corrivazione complesso	15	min
H disperdente pozzo [m]	4	m
Altezza totale pozzo [m]	5	m
R/ro	4.7	
R	4.7	m
Volume utile pozzo	12.6	mc
Volume totale pozzo	15.7	mc

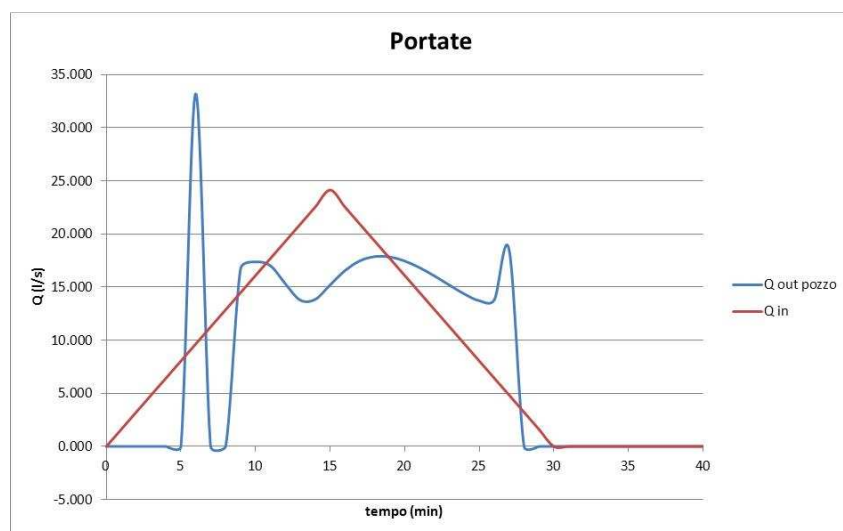
H max **0.67 m**

Qmax Pozzo **64.6 l/s** laterale



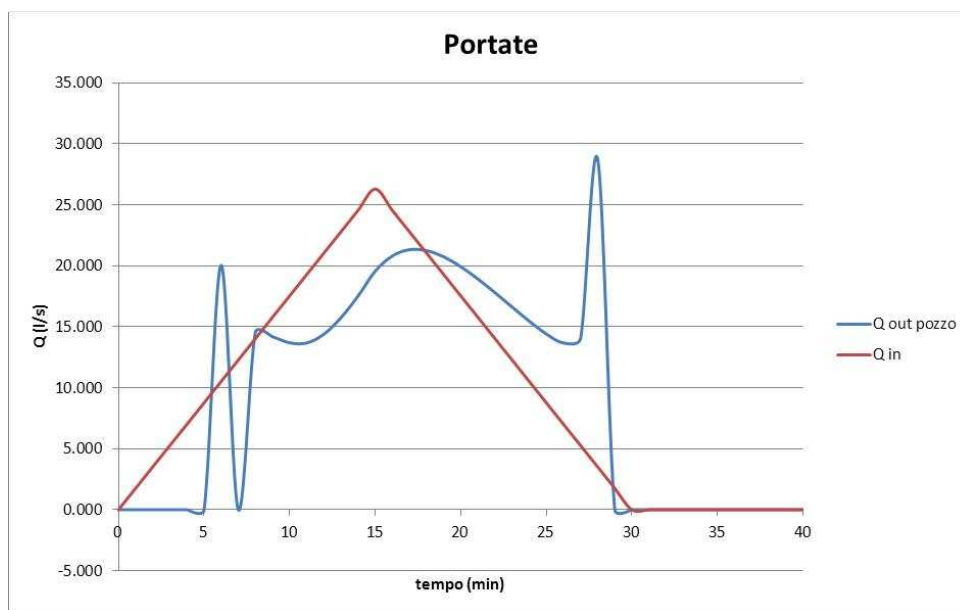
LOTTO 1 – PP3

Coeff permeabilità K	0.001	m/s
Diam pozzo	2	m
Raggio pozzo r0	1	m
Area pozzo	3.14	mq
Raggio ghiaia attorno pozzo	1.00	m
Area immagazzinamento ghiaia (30% porosità)	0.00	mq
Area afferente	823	mq
Tempo corrivazione complesso	15	min
H disperdente pozzo [m]	4	m
Altezza totale pozzo [m]	5	m
R/ro	4.7	
R	4.7	m
Volume utile pozzo	12.6	mc
Volume totale pozzo	15.7	mc
H max	1.52 m	
Qmax Pozzo		64.6 l/s
		laterale



LOTTO 2 – PP4

Coeff permeabilità K	0.001	m/s
Diam pozzo	2	m
Raggio pozzo r0	1	m
Area pozzo	3.14	mq
Raggio ghiaia attorno pozzo	1.00	m
Area immagazzinamento ghiaia (30% porosità)	0.00	mq
Area afferente	793	mq
Tempo corrivazione complesso	15	min
H disperdente pozzo [m]	4	m
Altezza totale pozzo [m]	5	m
R/ro	4.7	
R	4.7	m
Volume utile pozzo	12.6	mc
Volume totale pozzo	15.7	mc
H max	1.79 m	
		Qmax Pozzo 64.6 l/s laterale

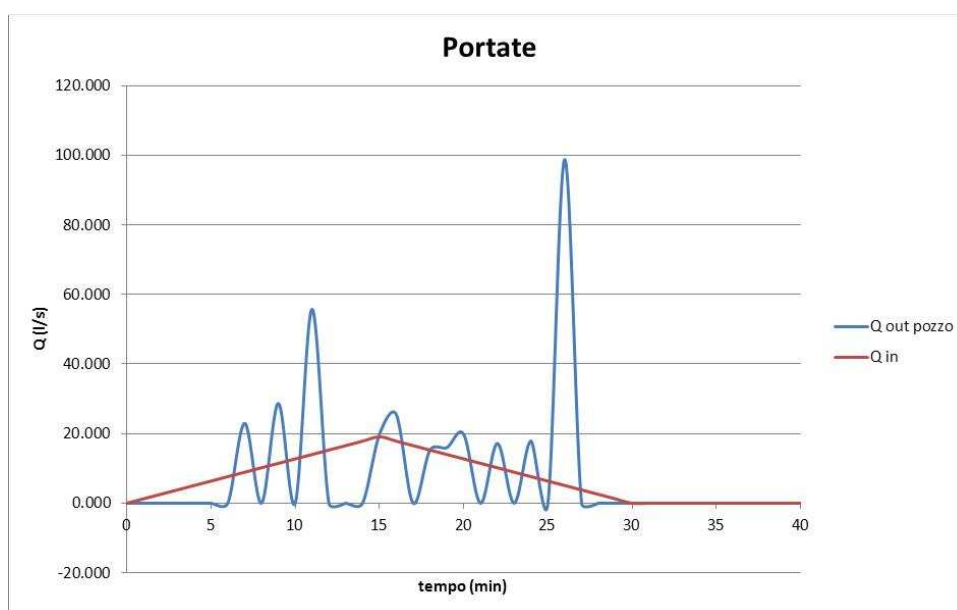


LOTTO 2 – PP5

Coeff permeabilità K	0.001	m/s
Diam pozzo	2	m
Raggio pozzo r0	1	m
Area pozzo	3.14	mq
Raggio ghiaia attorno pozzo	1.00	m
Area immagazzinamento ghiaia (30% porosità)	0.00	mq
Area afferente	617	mq
Tempo corrivazione complesso	15	min
H disperdente pozzo [m]	4	m
Altezza totale pozzo [m]	5	m
R/ro	4.7	
R	4.7	m
Volume utile pozzo	12.6	mc
Volume totale pozzo	15.7	mc

H max **0.79 m**

Qmax Pozzo **64.6 l/s** laterale

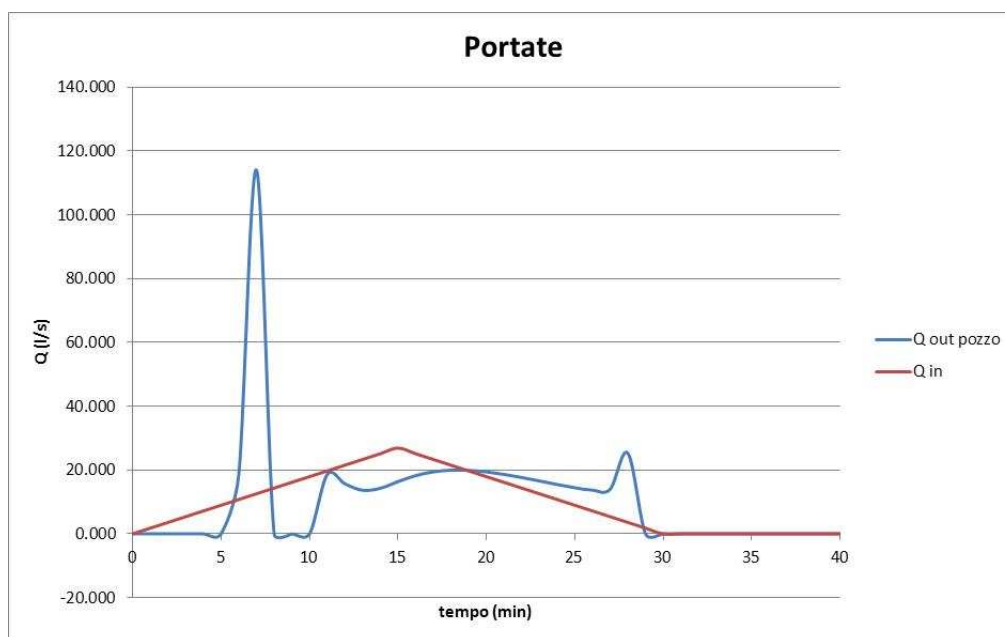


LOTTO 2 – PP6

Coeff permeabilità K	0.001	m/s
Diam pozzo	2	m
Raggio pozzo r0	1	m
Area pozzo	3.14	mq
Raggio ghiaia attorno pozzo	1.00	m
Area immagazzinamento ghiaia (30% porosità)	0.00	mq
Area afferente	935	mq
Tempo corrivazione complesso	15	min
H disperdente pozzo [m]	5	m
Altezza totale pozzo [m]	6	m
R/ro	5.5	
R	5.5	m
Volume utile pozzo	15.7	mc
Volume totale pozzo	18.8	mc

H max **1.68 m**

Qmax Pozzo	91.6 l/s	laterale
------------	----------	----------



LOTTO 3 – PP7,8,9

Coeff permeabilità K	0.001
Diam pozzo	2
Raggio pozzo r0	1
Area pozzo	3.14
Raggio ghiaia attorno pozzo	1.00
Area immagazzinamento ghiaia (30% porosità)	0.00
Area afferente	668
Tempo corrivazione complesso	15
H disperdente pozzo [m]	4
Altezza totale pozzo [m]	5
R/ro	4.7
R	4.7
Volume utile pozzo	12.6
Volume totale pozzo	15.7

H max **0.76 m**

Qmax Pozzo **64.6 l/s** laterale

