



REGIONE PUGLIA



UNIONE EUROPEA

COMUNE DI PALMARIGGI

PROVINCIA DI LECCE

P.O.R. Puglia 2014-2020. Asse VI
Azione 6.4 Sub. Azione 6.4.d infrastrutture per il convogliamento e lo
stoccaggio delle acque pluviali

PROGETTO DI COMPLETAMENTO DELLA RETE PLUVIALE URBANA
ADEGUAMENTO DEL RECAPITO FINALE ESISTENTE CON
STOCCAGGIO E IMPIANTO DI RIUTILIZZO

PROGETTO DEFINITIVO IMPORTO € 800.000,00

ELABORATO

RELAZIONE TECNICA E IDRAULICA

ALL.A

DATA

Aprile 2018

PROGETTAZIONE:

Ufficio Tecnico

Sommario

1. PREMESSA.....	2
2. RETE DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE.....	6
3. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE E DI FUNZIONAMENTO	8
4. CALCOLO DELLE PORTATE DI PIOGGIA	9
5. DIMENSIONAMENTO CADITOIE.....	17
6. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI.....	21
7. DIMENSIONAMENTO DEL SEDIMENTATORE PRIMARIO	13
7.1 Determinazione dei parametri di ingresso	13
7.2. Processo di sedimentazione delle particelle discrete	14
7.3. Applicazioni della teoria della sedimentazione libera	16
7.4. Verifica Idraulica della Vasca di sedimentazione.....	19
8. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE RECAPITO FINALE	22
9. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE SISTEMA DI TRATTAMENTO E RIUTILIZZO.....	24
10. SISTEMA DI RIPRISTINO STRADALE	26

1.PREMESSA

Nella presente relazione vengono descritti i criteri adottati nella fase progettuale della rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche del prolungamento di via Roma e dei tronchi secondari nell'abitato di Palmariggi, in provincia di Lecce.

Il Progetto è stato redatto ai sensi del regolamento regionale n. 26/2013: "Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia", pubblicato su BURP n. 166 del 17/12/2013.

		Area totale dei bacini afferenti ai tronchi di progetto	106.200 mq
	COMPLETAMENTO DELLE RETI PLUVIALI ELEMENTARI URBANE AL FINE DI ESTENDERE I BACINI SERVITI E RIDURRE LE AREE A RISCHIO ALLAGAMENTI	Soluzioni progettuali finalizzate a migliorare la qualità costruttiva e l'efficienza dei sistemi di raccolta e allontanamento delle acque pluviali	Il sistema proposto mira a realizzare una rete di raccolta posta a destra e sinistra del collettore principale per la dismissione del recapito in falda e delle rete esistente posto lungo l'asse di via Roma che costituisce l'impluvio naturale dello scorrimento superficiale dell'intero bacino idrografico considerato. Per garantire un'efficace sistema di raccolta è stato calcolato il numero di caditoie, le dimensioni, l'inclinazione del piano di posa ed il rigurgito a valle del 15%; per l'allontanamento è stata prevista l'impiego di tubazioni in PEAD.
		Modalità esecutive che garantiscano la qualità dei ripristini	Al fine di conseguire l'obiettivo di ridurre al minimo i successivi interventi di manutenzione sono previste specifiche modalità di ripristino andando ad agire direttamente sui due fenomeni che causano l'inconveniente: erosione e dilavamento. Per eliminare il fenomeno dell'erosione è prevista, dopo il rinterro con i materiali di scavo opportunamente costipati, la posa di georete con geotessile di separazione in modo da evitare che lo strato di sabbia superiore, migri verso i terreni grossolani sottostanti. Per eliminare il fenomeno dell'infiltrazione è stato previsto tra i 2 strati di conglomerato bituminoso, la posa di una

			SAMI (STRESS ABSORVING MEMBRANE INTERLAYER) che garantisce elasticità ed evita la successiva fessurazione in fase di esercizio impedendo le infiltrazioni.
		Previsione di un sistema/dispositivo di tele allerta in caso di attivazione del recapito finale collegato con il centro Operativo Comunale per la Protezione Civile	Avendo previsto un sistema di pompaggio e trattamento delle acque meteoriche, necessario alla attivazione della pompa di prelievo delle acque, è stata prevista all'interno della vasca, l'installazione di sonde di pieno e vuoto; tali dispositivi di rilevamento essendo collocati all'interno del bacino di arrivo e stoccaggio segnaleranno al Centro Operativo Comunale per la Protezione Civile in tempo reale l'entrata in funzione degli impianti in concomitanza degli eventi meteorici.
	ADEGUAMENTO DEI RECAPITI FINALI CON INFRASTRUTTURA PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE FINALIZZATA ALLA ELIMINAZIONE E/O ADEGUAMENTO DEGLI SCARICHI ESISTENTI NON AUTORIZZATI O NON CONFORMI ALLE NORME VIGENTI	Numero di pozzi da dismettere	UNO sito in via Roma
	INTERVENTI FINALIZZATI ALLA SEPARAZIONE DELLE RETI FOGNARIE MISTE ESISTENTI	Tipologia delle soluzioni progettuali funzionali alla separazione tra i liquami fognari e le acque pluviali	Nessun intervento
	CAPACITA' DI RACCOGLIERE E STOCCARE VOLUMI IDRICI DELLE ACQUE PIOVANE PER USI CIVILI	Sistema di accumulo	Il progetto proposto prevede un sistema di prelievo dalla vasca di accumulo ed il successivo trattamento delle acque con filtrazione a sabbia e disinfezione con raggi UV. Le acque verranno successivamente stoccate all'interno di una vasca della

			capacità di 3.000 m ³ e da lì una rete di distribuzione le smisterà nell'adiacente cimitero comunale attraverso una linea di distribuzione che collegherà la vasca con il prospiciente cimitero dove le acque potranno essere utilizzate per le cure colturali delle aree a verde e della rete duale per la distribuzione a fini non potabili, a beneficio della riduzione dei prelievi a carico della falda profonda.
	POSSESSO DA PARTE DEL BEBFICIARIO DI UN SISTEMA DI GESTIONE AMBIENTALE/BUONE PRATICHE AMBIENTALI ADOTTATE	Tipo di sistema adottato	Nessun sistema
	INTERVENTI CHE MINIMIZZANO L'USO DEL SUOLO E DELLE RISORSE AMBIENTALI	Impatto ambientale	Al fine di ridurre al minimo gli impatti sulle diverse matrici ambientali, è previsto di: <ul style="list-style-type: none"> - Aria: riduzione e riutilizzo in cantiere della maggior parte dei materiali di scavo con conseguente minimizzazione delle fasi di trasporto, non sono previste emissioni in fase di esercizio con la realizzazione di arginature interne e terrazzamenti all'interno dell'area di recapito in progetto; - Acqua: riduzione dei consumi idrici in fase di esercizio; - Suolo: realizzazione di una vasca interrata con ridotte dimensioni ed impermeabilizzazione con spritz beton e geomembrana bentonitica; limitazione delle opere in c.a. alla sola vasca di trattamento per grigliatura e dissabbiatura.

Per quanto concerne l'ammissibilità rispetto a quanto previsto dall'art. 2 comma 2 dell'avviso pubblico, si precisa che le aree oggetto di intervento ricadono interamente su

proprietà pubblica e che l'intervento proposto ricade nelle zone A e B e in zone ad uso residenziale aventi caratteristiche di zone territoriali omogenee A e B così come definite dal Decreto interministeriale 2 aprile 1968, n. 1444.

2.RETE DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE

Il progetto della rete di raccolta delle acque meteoriche incidenti lungo via Roma e, da lì, vengono collettate lungo via Palma per poi raggiungere il recapito finale da realizzare lungo via S. Nicola, a ridosso della SP Minervino – Palmariggi. Lungo il tragitto è prevista l'installazione di caditoie stradali delle dimensioni interne di cm 50x50 distribuite lungo i collettori di progetto. Le caditoie saranno disposte sul lato della carreggiata a 10 cm di distanza dal bordo del marciapiede all'interno della esistenze zanella. Quando la sezione della carreggiata è a schiena d'asino, le caditoie saranno posizionate su entrambi i lati in modo da consentire comunque un efficace azione di drenaggio.

L'acqua piovana incidente sulla superficie costituente il bacino tributario, pari a circa 10,62 Ha, riguarda interamente la porzione di territorio urbano, tipizzato come zona B, dopo la raccolta con le caditoie stradali ed il convogliamento all'interno della rete all'uopo progettata, prevede il collettamento delle stesse in direzione est, fino ad intercettare il nuovo collettore di progetto da realizzare lungo la SP Minervino Palmariggi, necessario a dismettere un pozzo disperdente attestato in falda profonda che attualmente costituisce il recapito finale del bacino oggetto di intervento.

Le caditoie saranno poste ad una distanza media di 50 m e ciascuna risulterà collegata con tubazioni in PEAD per fognatura, tipo Classe SN 4 (ex 303/1) del diametro di Ø 250.

Tutte le tubazioni saranno posate su letto di sabbia e rinfianchi in sabbia fino a completa copertura come indicato nei disegni tipo.

Il collettore 2, da realizzare lungo la SP Minervino – Palmariggi, avendo uno spessore di ricoprimento molto ridotto a causa della contropendenza da superare, dopo la posa del letto di sabbia verrà protetto da una soletta in calcestruzzo, utile ad eliminare i cedimenti della sede stradale post intervento.

In corrispondenza dei pozzetti intermedi o in prossimità degli incroci le caditoie saranno collegate direttamente all'interno dei pozzetti in cls prefabbricati. Il collettore principale è caratterizzato da un sezione variabile che a partire da via Roma all'incrocio con via Montegrappa con sezione Ø 600, prosegue verso sud lungo via Palma dove assume un diametro di Ø 800. La pendenza media del collettore principale è compresa tra 0,5 e 0.9 %.

Nei tratti di strada dove la sezione trasversale è a schiena d'asino, la tubazione di smaltimento dell'acqua piovana raccolta nelle caditoie di una corsia viene deviata in direzione trasversale, con pendenza opportune, ed attraversa l'intera carreggiata per

giungere al pozzetto di ispezione (60 x 60 x 60 cm). Da questo pozzetto mediante un collettore Ø 250, viene convogliata tutta l'acqua raccolta dalle caditoie di entrambe le falde nel tratto di strada interessato, nei pozzetti in cls (120 x 120 cm).

3.CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE E DI FUNZIONAMENTO

Il progetto si prefigge di raggiungere molteplici finalità che possono così essere sintetizzate:

- 1) Dismissione del recapito finale a servizio della rete di raccolta di via Roma costituito da un pozzo assorbente in falda salata, con annessa vasca di grigliatura e dissabbiatura;
- 2) Realizzazione di una rete di raccolta in ampliamento a quella esistente a servizio delle zone A e B poste in corrispondenza di Via Roma, Via Palma, Via S. Nicola;
- 3) Realizzazione di nuovo recapito finale con smaltimento negli strati superficiali del sottosuolo, previo adeguato trattamento di grigliatura e dissabbiatura;
- 4) Realizzazione di un impianto di stoccaggio delle acque meteoriche attraverso l'impermeabilizzazione della porzione basale del bacino di smaltimento tramite getto di spritz beton lungo le pareti perimetrali fino ad un'altezza di 3 m dal fondo scavo e del fondo tramite apposizione di geomembrana bentonitica ad elevata capacità di isolamento idraulico;
- 5) Rispetto dei CAM ed elevata sostenibilità ambientale avendo previsto il riutilizzo in sito di circa il 50 % dei materiali di scavo i quali saranno impiegati in parte per i rinterri delle condotte ed in parte saranno abbancati lungo il perimetro del recapito finale al fine di costituire una barriera fisica e visiva alle opere in progetto.
- 6) Realizzazione di impianto di pompaggio, previo trattamento con filtro a sabbia e a raggi UV al fine di consentire il riutilizzo delle acque nell'adiacente cimitero comunale attraverso la realizzazione di una rete di distribuzione duale ed alternativa a quella idrica potabile da utilizzare per scopi non potabili (sostentamento del verde, lavaggio piazzali, alimentazione pilette per fiori, ecc.), nonché è prevista la predisposizione di un bocchettone per il caricamento di autobotte per distribuzione e manutenzione del verde con autobotte.
- 7) Riduzione al minimo la successiva fase di manutenzione delle strade attraverso la realizzazione di un pacchetto dei ripristini che oltre a prevedere il rinterro per strati, la progressiva bagnatura ed il successivo costipamento, prevede l'installazione di una geogriglia con resistenza > 50 kN/m al di sopra del materiale di scavo utilizzato nel ricoprimento al fine di evitare che la matrice fine venga dilavata verso il basso. Al di sopra dello strato di fondazione stradale è prevista la posa, ad eccezione del collettore 2 oggetto di protezione con cls, di una membrana impermeabilizzante e anti fessurazione tipo SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer) che sono state

sviluppate anche per essere facilmente fresabili e completamente riciclabili all'interno di un conglomerato bituminoso. Inoltre, la miscela bituminosa, essendo termo-fondente, non solo permette la sigillatura delle fessure esistenti sulla pavimentazione, ma evita che queste si propaghino alla superficie del nuovo strato e riduce gli sforzi trasmessi agli strati superiori. Questa strategia di manutenzione, preventiva o di riabilitazione, porta ad un aumento della vita utile di tutto il pacchetto di pavimentazione stradale.

4. CALCOLO DELLE PORTATE DI PIOGGIA

Per il dimensionamento in esame è stato fatto riferimento a dati relativi alle precipitazioni di massima intensità verificatesi nel periodo 1935 – 2012, aventi durata variabile tra un ora e 24 ore, registrati dalla stazione termopluviometrica di Maglie. Le altezze di precipitazioni (in mm) sono relative a piogge intense verificatesi nel periodo citato in un intervallo di 1 - 3 – 6 - 12 e 24 ore.



REGIONE PUGLIA
SERVIZIO PROTEZIONE CIVILE
Centro Funzionale Regionale
MAGLIE



latitudine 40° 7' 8,35" N				longitudine 18° 17' 36,94" E										
ANNO	Max intensità			1 ORA		3 ORE		6 ORE		12 ORE		24 ORE		
61	mm	data	minuti	mm	data	mm	data	mm	data	mm	data	mm	data	
1935	>>	>>	>>	47,2	15-lug	52,6	15-lug	52,6	15-lug	78,4	15-lug	80,2	15-lug	
1936	>>	>>	>>	25,0	7-mag	45,0	7-mag	58,0	7-mag	80,2	7-mag	82,4	6-mag	
1937	>>	>>	>>	36,4	4-set	37,2	4-set	45,0	14-feb	54,0	14-feb	58,6	14-feb	
1942	26,0	13-ott	30	42,8	13-ott	89,4	13-ott	103,4	13-ott	123,6	13-ott	137,4	13-ott	
1943	20,0	4-ott	30	20,4	4-ott	32,0	6-nov	45,0	6-nov	50,2	6-nov	73,8	5-nov	
1944	28,4	6-lug	30	32,6	27-ott	36,4	26-ott	55,0	26-ott	60,6	26-ott	63,4	26-ott	
1948	34,0	8-giu	30	34,0	8-giu	48,4	14-giu	56,4	11-ott	58,6	11-ott	70,4	13-ott	
1949	68,8	10-ott	30	88,0	10-ott	122,0	10-ott	130,8	10-ott	152,4	10-ott	280,4	10-ott	
1950	30,0	29-ott	30	40,0	29-ott	46,8	29-ott	66,8	29-ott	91,8	29-ott	105,6	29-ott	
1951	50,0	18-lug	30	54,8	18-lug	62,6	4-ott	67,0	4-ott	70,8	22-nov	75,8	4-ott	
1952	>>	>>	>>	40,0	24-lug	79,0	24-lug	81,0	24-lug	82,4	24-lug	105,0	23-gen	
1954	10,0	7-feb	5	27,4	16-ott	32,8	16-ott	38,8	16-ott	39,8	12-dic	65,0	16-feb	
1955	10,5	27-set	10	41,2	27-set	55,8	27-set	94,2	27-set	137,4	27-set	173,4	27-set	
1957	>>	>>	>>	40,0	4-set	77,2	6-ott	148,4	6-ott	185,8	6-ott	208,2	6-ott	
1958	12,4	2-ott	10	41,0	14-giu	47,4	14-giu	47,4	14-giu	49,2	14-giu	75,6	7-nov	
1959	12,0	29-ott	5	31,4	6-set	44,2	5-set	59,0	5-set	90,0	5-set	90,2	5-set	
1960	14,2	23-nov	10	36,0	6-nov	44,4	6-nov	66,6	6-nov	80,6	6-nov	84,6	6-nov	
1961	19,0	5-ott	10	38,0	5-ott	60,0	4-ott	61,6	4-ott	67,4	5-ott	111,8	4-ott	
1962	31,8	15-ott	20	42,2	15-ott	43,2	15-ott	54,6	15-nov	56,8	15-nov	69,6	15-nov	
1963	>>	>>	>>	32,4	4-ott	36,2	4-ott	42,6	1-dic	70,6	4-ott	75,8	4-ott	
1964	14,8	9-ott	15	50,2	9-nov	76,0	9-nov	81,6	9-nov	83,8	9-nov	91,5	11-nov	
1967	26,4	6-set	40	32,4	6-set	34,8	6-set	36,8	30-nov	52,2	30-nov	74,0	30-nov	
1970	>>	>>	>>	75,8	17-ott	98,6	17-ott	122,8	17-ott	157,2	17-ott	218,2	17-ott	
1972	32,6	21-ago	30	39,6	21-ago	52,4	10-set	53,2	9-set	57,8	9-set	57,8	9-set	
1973	18,8	27-set	20	22,8	27-set	25,0	27-set	27,6	4-ago	27,6	4-ago	29,4	1-gen	
1974	24,6	6-apr	30	28,4	6-apr	35,0	18-set	44,6	5-apr	51,6	5-apr	55,8	5-apr	
1975	23,4	6-lug	35	36,4	11-set	41,6	11-set	43,4	11-set	43,4	11-set	45,6	11-set	
1976	28,4	5-ott	15	43,6	18-nov	60,0	18-nov	72,6	18-nov	98,0	18-nov	137,0	18-nov	
1977	25,2	18-set	30	25,6	18-set	27,0	18-set	31,0	18-set	31,0	18-set	45,2	9-dic	
1978	10,4	15-apr	30	11,6	15-apr	18,2	20-gen	21,0	20-gen	27,2	5-dic	31,8	5-dic	
1979	25,0	23-giu	20	33,6	15-mag	35,4	15-mag	39,4	5-nov	50,0	4-nov	71,4	5-nov	
1980	21,4	7-giu	20	32,0	12-ott	50,8	12-ott	50,8	12-ott	51,0	12-ott	62,0	15-mar	
1981	34,2	5-set	20	34,4	5-set	35,2	5-set	35,8	5-set	35,8	5-set	40,4	5-set	
1982	29,0	10-ago	35	51,2	9-ago	55,4	9-ago	55,6	9-ago	55,6	9-ago	93,6	9-ago	
1983	23,2	19-ago	15	24,0	19-ago	44,6	19-ago	65,6	19-ott	68,4	19-ott	95,8	18-ott	
1984	13,0	19-nov	30	18,4	28-nov	26,4	28-nov	26,4	28-nov	32,4	15-nov	44,6	15-nov	
1985	15,8	28-giu	5	25,4	28-giu	32,8	23-ott	39,8	23-ott	44,8	21-ott	75,2	21-ott	
1986	11,0	24-mag	7	22,0	4-gen	35,8	27-mar	47,0	27-mar	59,0	6-feb	77,6	5-feb	
1988	20,0	15-set	12	23,4	15-set	37,8	15-set	39,6	8-gen	47,6	26-feb	63,2	8-gen	
1989	>>	>>	>>	31,2	27-set	38,4	27-set	44,0	27-set	44,0	27-set	49,6	27-set	
1991	30,0	15-ago	15	63,0	15-ago	72,0	15-ago	72,0	15-ago	72,0	15-ago	72,0	15-ago	
1992	9,4	25-set	5	31,2	25-set	34,2	25-set	41,4	4-ott	53,6	14-ott	55,0	8-dic	
1993	19,4	2-mag	15	30,8	2-mag	30,8	2-mag	80,2	2-nov	92,4	2-nov	118,2	2-nov	
1994	32,8	26-ago	30	32,8	26-ago	33,6	19-gen	40,6	11-apr	46,8	26-apr	62,2	26-ago	
1995	19,8	14-set	15	27,2	25-ago	46,8	19-ago	46,8	19-ago	46,8	19-ago	46,8	19-ago	
1996	20,4	25-ago	30	10,6	28-mag	5	26,2	28-mag	46,6	3-ott	60,4	3-ott	66,2	3-ott
1998	7,0	19-ago	5	32,2	18-ago	35,8	19-ago	44,4	27-nov	59,0	22-nov	72,8	22-nov	
1999	18,4	19-ago	15	27,8	18-ago	30	19,4	10-dic	19,8	7-nov	28,0	7-nov	42,2	6-nov
2000	16,2	29-lug	15	16,4	29-lug	30	13,6	8-ott	5	23,6	8-ott	25,4	5-nov	
2001	20,6	8-ott	15	23,2	8-ott	30	4,8	28-feb	5	26,4	22-ago	28,2	22-ago	
2002	11,2	22-ago	15	21,2	22-ago	30	9,6	18-nov	5	28,0	27-lug	30,4	27-lug	
2003	17,8	18-nov	15	20,6	26-lug	30	9,8	29-set	5	44,4	29-set	48,0	29-set	
2004	22,2	29-set	15	35,4	29-set	30	7,0	14-ott	5	32,4	14-ott	56,0	14-ott	
2005	17,2	14-ott	15	21,6	14-ott	30	13,6	11-lug	5	40,6	23-ott	48,4	23-ott	
2006	23,0	5-set	15	30,0	5-set	30	11,4	6-ago	5	29,2	6-ago	29,6	6-ago	
2007	24,6	6-ago	15	29,0	6-ago	30	13,2	1-nov	5	32,6	8-giu	36,4	26-set	
2008	27,0	8-giu	15	30,4	8-giu	30	6,8	21-mag	5	43,6	21-mag	45,8	21-mag	
2009	16,2	13-giu	15	28,2	21-mag	30	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	
2010	7,0	27-ott	5	12,8	3-nov	15	18,6	20-mag	30	31,6	3-nov	57,6	11-ott	
2011	13,2	27-set	5	22,4	27-set	15	22,8	27-set	30	36,8	3-mag	47,4	3-mag	
2012	22,8	27-set	30	16,8	14-set	5	37,6	14-set	15	102,8	13-set	108,6	13-set	
	53,4	14-set	30											

Distribution Analysis: Normal Distribution

-----Summary of Data-----

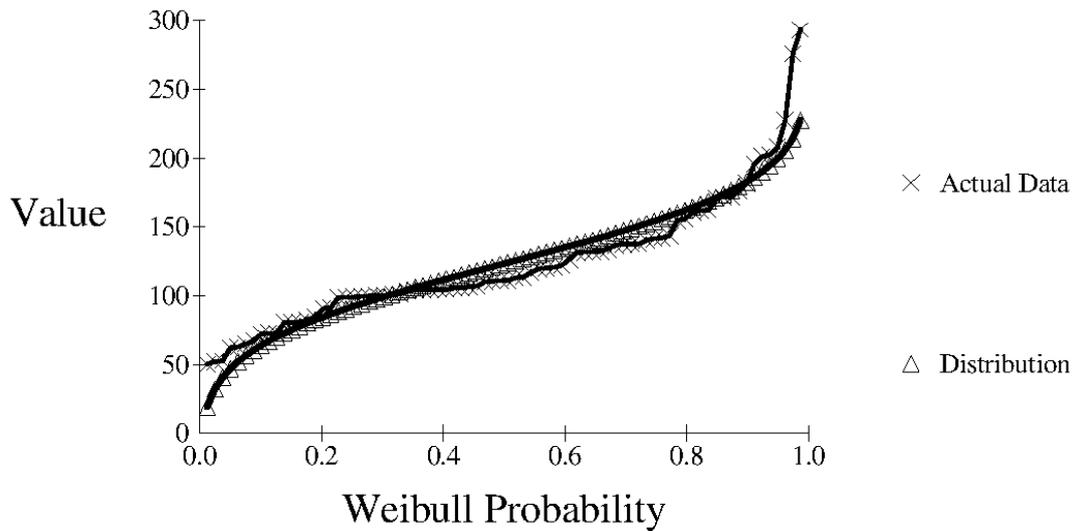
First Moment (mean) = 35.8767
 Second Moment = 1.929e02
 Skew = 1.596e+00

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0164	11.6000	6.2211	4.2276
2	0.0328	18.4000	10.2961	3.7578
3	0.0492	19.4000	12.9146	3.4645
4	0.0656	20.4000	14.9052	3.2473
5	0.0820	22.0000	16.5398	3.0736
6	0.0984	22.8000	17.9436	2.9283
7	0.1148	22.8000	19.1851	2.8033
8	0.1311	23.4000	20.3060	2.6937
9	0.1475	23.6000	21.3338	2.5962
10	0.1639	24.0000	22.2877	2.5086
11	0.1803	25.0000	23.1816	2.4293
12	0.1967	25.4000	24.0257	2.3571
13	0.2131	25.6000	24.8282	2.2912
14	0.2295	26.2000	25.5954	2.2309
15	0.2459	26.4000	26.3325	2.1756
16	0.2623	27.2000	27.0436	2.1250
17	0.2787	27.4000	27.7322	2.0786
18	0.2951	28.0000	28.4012	2.0363
19	0.3115	28.4000	29.0533	1.9978
20	0.3279	29.2000	29.6906	1.9629
21	0.3443	31.2000	30.3151	1.9315
22	0.3607	31.2000	30.9283	1.9035
23	0.3770	31.4000	31.5320	1.8788
24	0.3934	31.6000	32.1274	1.8573
25	0.4098	32.0000	32.7158	1.8389
26	0.4262	32.2000	33.2984	1.8237
27	0.4426	32.4000	33.8763	1.8116
28	0.4590	32.4000	34.4506	1.8025
29	0.4754	32.4000	35.0221	1.7965
30	0.4918	32.6000	35.5920	1.7935
31	0.5082	32.6000	36.1613	1.7935
32	0.5246	32.8000	36.7312	1.7965
33	0.5410	33.6000	37.3028	1.8025
34	0.5574	34.0000	37.8770	1.8116
35	0.5738	34.4000	38.4549	1.8237
36	0.5902	36.0000	39.0376	1.8389
37	0.6066	36.4000	39.6260	1.8573
38	0.6230	36.4000	40.2214	1.8788
39	0.6393	37.0000	40.8250	1.9035
40	0.6557	38.0000	41.4383	1.9315
41	0.6721	39.6000	42.0627	1.9629
42	0.6885	40.0000	42.7000	1.9978
43	0.7049	40.0000	43.3521	2.0363
44	0.7213	40.0000	44.0212	2.0786
45	0.7377	40.6000	44.7098	2.1250
46	0.7541	41.0000	45.4208	2.1756
47	0.7705	41.2000	46.1579	2.2309
48	0.7869	42.2000	46.9251	2.2912
49	0.8033	42.8000	47.7276	2.3571
50	0.8197	43.6000	48.5718	2.4293
51	0.8361	43.6000	49.4656	2.5086
52	0.8525	44.4000	50.4195	2.5962
53	0.8689	47.2000	51.4473	2.6937
54	0.8852	50.2000	52.5682	2.8033
55	0.9016	51.2000	53.8097	2.9283
56	0.9180	54.8000	55.2135	3.0736
57	0.9344	63.0000	56.8482	3.2473
58	0.9508	75.6000	58.8388	3.4645
59	0.9672	75.8000	61.4572	3.7578
60	0.9836	88.0000	65.5322	4.2276

----- Predictions -----

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9950	200.0	71.6589	4.9553
0.9900	100.0	68.1942	4.5412
0.9800	50.0	64.4080	4.0966
0.9600	25.0	60.1980	3.6158
0.9000	10.0	53.6791	2.9150
0.8000	5.0	47.5640	2.3435
0.6670	3.0	41.8660	1.9527
0.5000	2.0	35.8768	1.7931

Normal Distribution



Dall'elaborazione di tali dati si ricaverà la curva di massima possibilità pluviometrica che assume un'espressione del tipo:

$$h = a \times t^{(n)}$$

dove:

h: altezza di pioggia (mm)

t: tempo di pioggia (ore)

a: massima precipitazione di durata 1 ora (mm)

n: esponente

la quale è funzione del tempo di ritorno dell'evento pluviometrico; quale tempo di ritorno, considerato che si tratta della realizzazione di nuove condotte, si è scelto $Tr = 10$ anni.

In tabella 1 sono riassunti i valori dei coefficienti a e n che permettono di individuare la curva di massima possibilità pluviometrica per i dati esaminati.

Tabella 1: curva di massima possibilità pluviometrica di riferimento

**ANALISI STATISTICA DEI DATI PLUVIOGRAFICI
(Metodo di Gumbel)**

Tabella 1 - Valori per ciascuna durata t , della media $\mu(h_t)$, dello scarto quadratico medio $\sigma(h_t)$ e dei due parametri α_t e u_t della legge di Gumbel (prima legge del valore estremo "EV1")

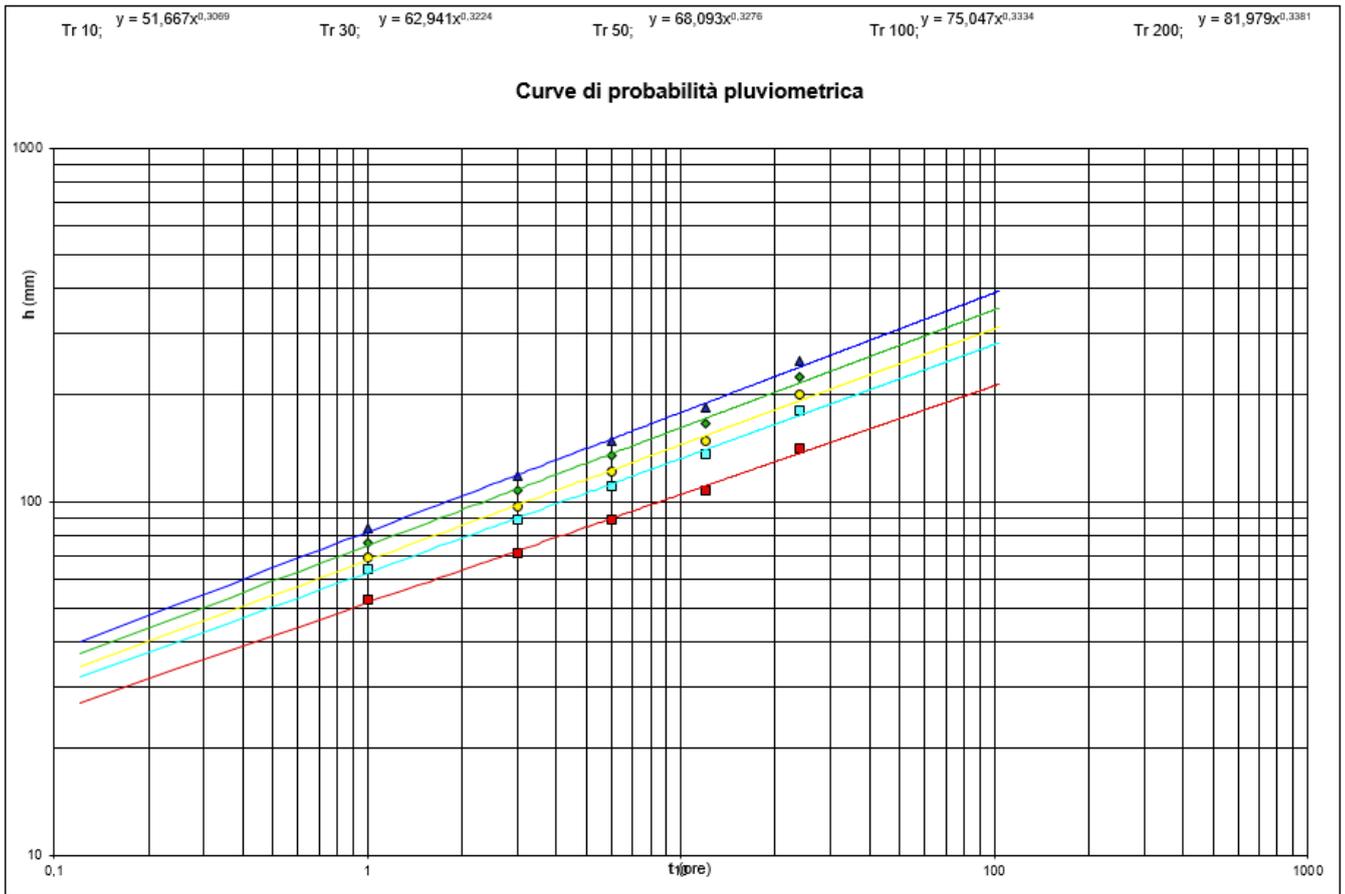
N =	52	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
$\mu(h_t)$		35,48	46,34	56,02	66,12	81,96
$\sigma(h_t)$		13,10	19,41	25,03	31,89	45,57
$\alpha_t = 1,283/\sigma(h_t)$		0,10	0,07	0,05	0,04	0,03
$U_t = \mu(h_t) - 0,45\sigma(h_t)$		29,59	37,61	44,76	51,77	61,45

Tabella 2 - Altezze massime di pioggia regolarizzate (mm)

Tr		t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
10 anni	$h_{max} =$	52,56	71,65	88,66	107,71	141,38
30 anni	$h_{max} =$	64,14	88,80	110,78	135,89	181,65
50 anni	$h_{max} =$	69,42	96,64	120,88	148,76	200,04
100 anni	$h_{max} =$	76,55	107,20	134,50	166,11	224,84
200 anni	$h_{max} =$	83,65	117,72	148,07	183,41	249,55

Tabella 3 -

Tr	LEGGE DI PIOGGIA $h = a \times t^n$		
10 anni	→	$h=51,667xt^{0,3069}$	
30 anni	→	$h=62,941xt^{0,3224}$	
50 anni	→	$h=68,093xt^{0,3276}$	
100 anni	→	$h=75,047xt^{0,3334}$	
200 anni	→	$h=81,979xt^{0,3381}$	



Ai fini del calcolo si assumerà la seguente curva di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno di 10 anni:

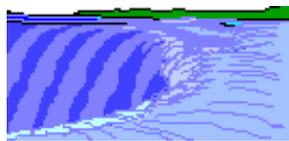
$$h = 51,667 t^{0.3069}$$

Al fine di determinare la durata della pioggia critica si è proceduto alla determinazione del tempo di corrivazione in funzione dei dati morfologici del terreno, del coefficiente di deflusso e della pendenza del collettore di progetto, da cui deriva il seguente quadro di sintesi con la determinazione delle portate di piena eccezionali per l'intero bacino idrografico considerato.

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA			TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)
Superficie del Bacino	S =	0,10 Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$ { Kirpich, Watt- $\Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} =$ 0,33 Chow, Pezzoli
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	0,50 Km	
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	92,50 m (s.l.m.)	
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	87,10 m (s.l.m.)	
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,01 (m/m)	
Altitudine max bacino	H_{max} =	93,80 m (s.l.m.)	
Altitudine sezione considerata	H₀ =	91,49 m (s.l.m.)	
Altitudine media bacino	H_m =	92,65 m (s.l.m.)	
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	1,16 m	

CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO
(FORMULA del METODO RAZIONALE)

$$Q_{max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$$



- con :
- c** = coefficiente di deflusso
 - h_(t,T)** = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm)
 - S** = superficie del bacino (km²)
 - t_c** = tempo di corrivazione (ore)
 - 3,6** = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec

RISULTATI

Deflusso c =	0,40	S (km ²) =	0,10	t_c (ore) =	0,33
---------------------	-------------	-------------------------------	-------------	------------------------------	-------------

Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)
10	51,6670	0,3069	0,33	36,65	1,25
30	62,9405	0,3224	0,33	43,88	1,49
50	68,0932	0,3276	0,33	47,20	1,61
100	75,0470	0,3334	0,33	51,69	1,76
200	81,9788	0,3381	0,33	56,16	1,91

Da tali dati si ricava che il tempo di corrivazione del bacino considerato è pari a $t_c = 0,33$ ore, da cui deriva che il massimo valore di intensità di pioggia registrato in tale periodo riferito ad ½ ora di precipitazioni è pari a circa 41,77 mm/1/2h; tale valore a favore di sicurezza, con

percentuale di riempimento della tubazione = 70%.

Trattandosi di un bacino di modesta estensione, si è adottato un metodo semplificato di calcolo delle portate. Dall'esame planimetrico si è determinato l'area totale del bacino pari a 10,62 Ha.

Q_p = portata (m^3/s)

ϕ = coeff. di afflusso = 0.40 (valore medio)

A = area sottesa, in ettari = 10,62 (ha)

i = intensità di pioggia = 0,0418 (m/0,5h)

5. DIMENSIONAMENTO CADITOIE

Calcolata la portata di progetto, si è stimato il numero necessario di caditoie a smaltire la portata di pioggia.

Le caditoie sono costituite da una luce d'intercettazione, da un pozzetto sottostante e da una condotta trasversale alla strada che le collega al più vicino canale di fognatura. Nella fase di dimensionamento si è determinato:

- quale tipo di luce d'intercettazione disporre;
- dove posizionare le caditoie;
- quali dimensioni geometriche dare alle luci di intercettazione.

Le caditoie vanno disposte sempre negli avvallamenti delle strade, vanno disposte in modo che i passaggi pedonali siano tenuti il più possibile sgombri dalle acque che defluiscono nelle cunette stesse.

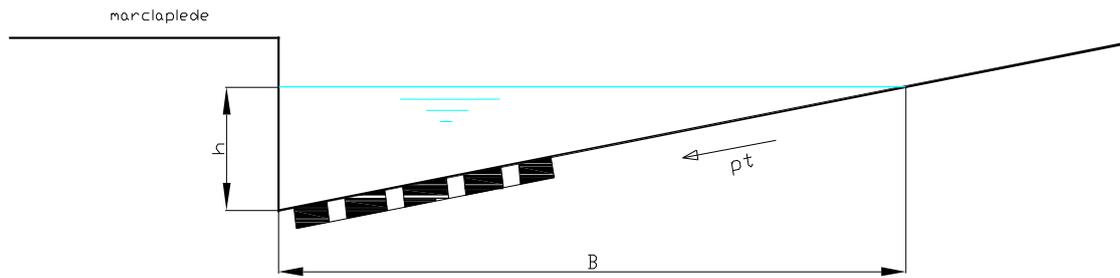
Le precipitazioni che insistono sulle nuove piattaforme stradali dei tratti in trincea saranno raccolte da pozzetti caditoia con griglia in ghisa carrabile delle dimensioni in pianta di 50x50 cm e convogliate alla rete di drenaggio.

La cunetta laterale di scolo sarà ricavata direttamente sulla banchina stradale.

Il calcolo di dimensionamento e verifica dell'interasse delle caditoie è eseguito in modo tale da garantire che la precipitazione con tempo di ritorno di venti anni riesca a defluire nel collettore fognario, evitando il ristagno dei deflussi sulla piattaforma.

Si adotta la curva di possibilità pluviometrica definita nel paragrafo precedente e si assume per la precipitazione un tempo di corrivazione pari a 5 minuti, e si determina di conseguenza l'intensità critica di precipitazione di progetto pari a 132 mm/h.

In funzione della larghezza della banchina B , della pendenza trasversale pt della stessa e di quella longitudinale pl della strada è quindi possibile ricavare le caratteristiche idrauliche della cunetta di raccolta a bordo strada secondo lo schema riportato di seguito.



Schema della cunetta stradale

In base alla formula di Gauckler-Strickler, assumendo un coefficiente di scabrezza K_s di $66 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per la pavimentazione asfaltata, è possibile determinare la portata massima smaltibile dalla cunetta

$$Q_s = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{p_l}$$

dove:

Q_s portata che può essere smaltita dalla cunetta stradale (m^3/s);

K_s coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$);

Ω sezione idraulica o area bagnata (m^2);

R raggio idraulico (m);

p_l pendenza della cunetta (m/m).

Nota l'intensità critica di precipitazione, la portata di progetto vale:

$$Q_p = \varphi \cdot I \cdot S$$

Per il coefficiente di afflusso, φ , è stato assunto il valore 0,40; la superficie S sottesa ad ogni caditoia è data dal prodotto tra la larghezza della sede stradale ed il loro interasse.

Inoltre, si è verificata la capacità della singola caditoia di intercettare il deflusso della

banchina in funzione della larghezza delle fessure e dell'angolo compreso tra il fondo trasversale della cunetta e il filo cordolo del marciapiede o arginello, ammettendo un deflusso a valle della stessa non superiore al 15% della portata in arrivo.

L'espressione impiegata è quella introdotta da Macchione e Veltri (1988):

$$Q_c = 0,417 \cdot L \cdot h^2 \cdot g^{0.5} \cdot \left(h - \frac{W}{\text{tg}(\theta)} \right)^{-0.5}$$

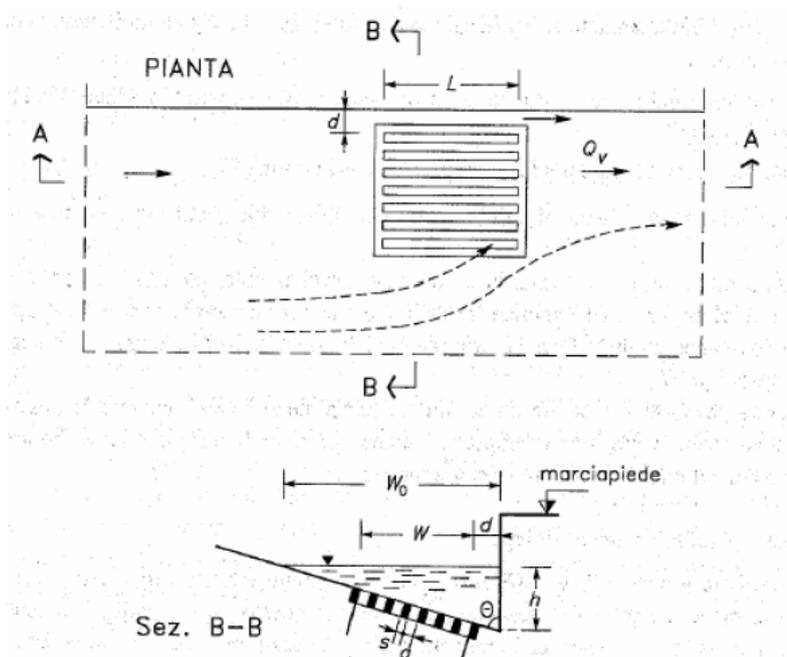
dove:

L - lunghezza della caditoia, pari a 50 cm;

h - altezza della cunetta a filo cordolo in mm;

W - larghezza della caditoia, pari a 50 cm;

θ - angolo tra cunetta stradale e cordolo del marciapiede.



L'interasse minimo tra le caditoie è stato quindi determinato imponendo che la portata smaltibile in banchina sia superiore a quella di progetto e, nel contempo, che la singola caditoia pluviale sia in grado di intercettare la portata defluente, ammettendo al massimo una percentuale pari al 15% lasciata al deflusso di valle o che comunque nell'insieme di

tutte le caditoie si abbia lo smaltimento completo del deflusso senza accumulo.

CALCOLO E DIMENSIONAMENTO DELLE CADITOIE			
Q	0,02273054	PORTATA DELLA caditoia	mc/s
L	0,5 m	lunghezza caditoia	
h	0,1 m	altezza cordolo	
w	0,5 m	larghezza caditoia	
τ	88 °	angolo sede stradale cordolo	
tang t	28,636		
CALCOLO INTERASSE CADITOIE			
i	0,00003666	m/s	pioggia oraria
x	4 m		larghezza carreggiata ed interasse fabbric
y	50 m		interasse fabbricati maglia urbana
a	1,5 m		larghezza marciapiede
C	0,4		coefficiente di deflusso
Q	0,000813852	mc/s	
L =	27,92957416	m	interasse caditoie
F	1,15		coefficiente di sicurezza
LS	24,28658623	m	Interasse netto

Considerando comunque la possibilità di occlusione che le caditoie potrebbero avere la distanza massima, ed essendo prevista l'installazione di caditoie doppie, viene comunque fissato un interasse medio di 50 metri

6. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI

I tratti di strada interessati dalla realizzazione del nuovo sistema di collettamento presentano una pendenza su due lati ossia una sezione a schiena d'asino. Per questo, in fase di dimensionamento dei collettori, si è considerato che la portata che deve essere smaltita dalle caditoie e dai collettori presenti nei due lati della strada, sia pari a 1/2 della portata totale ossia $Q_p/2$.

L'acqua dai collettori viene convogliata in pozzetti di d'ispezione da cui parte un unico collettore che, a sua volta, convoglierà tutta l'acqua (raccolte dalle caditoie poste sui due lati della strada) in pozzetti dislocati lungo il percorso di progetto.

In seguito al calcolo delle portate è stato stimato il diametro dei collettori scegliendo un \varnothing 250 mm e la pendenza dello 1 % per il collegamento delle caditoie e \varnothing 600/800 mm e la pendenza dello 0.35/0.9 % per i collettori di progetto e sono state fatte opportune verifiche utilizzando un valore di H/Di (Percentuale di riempimento della tubazione) pari al 70%.

Il calcolo è stato fatto mediante un programma di calcolo basato sulla legge di Chezy con coefficiente scabrezza di *Gauckler-Strickler*

Q = portata m^3/s

χ = coefficiente di conduttanza;

A = area bagnata m^2 ;

R = raggio idraulico m ;

i = pendenza %;

$$Q = k \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

$$V = k \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Applicate le formule sopra riportate sono state verificate le portate di progetto dei vari rami di tubazione, tenendo conto della tipologia di tubo, del relativo coefficiente di scabrezza e ipotizzando un riempimento massimo al 70 % per ciascun tratto di collettore.

Fatta la verifica delle portate si è eseguita la verifica della velocità che l'acqua avrebbe in ciascun tubo considerando le condizioni geometriche ipotizzate e la portata massima ricavata mediante gli indici di piovosità.

Portata nodo 1								
Area bacino tributario	1,4775	Ha		condotta	pendenza 0,005	diam	k	W
	14775	m ²				600	120	70%
Coeff defl	0,4		V		3,00 m/s	Qverifica	0,57	mc/s
Pioggia 1/2 h	46,91	mm						
Portata critica a 1/2 h	0,1540212	mc/s						
Portata nodo 2								
Area bacino tributario	2,955	Ha		condotta	pendenza 0,0052	diam	k	W
	29550	m ²				600	120	70%
Coeff defl	0,4		V		3,70 m/s	Qverifica	0,58	mc/s
Pioggia 1/2 h	46,91	mm						
Portata critica a 1/2 h	0,3080423	mc/s						
Portata nodo 3								
Area bacino tributario	6,9989	Ha		condotta	pendenza 0,005	diam	k	W
	69989	m ²				800	120	70%
Coeff defl	0,4		V		3,63 m/s	Qverifica	1,22	mc/s
Pioggia 1/2 h	46,91	mm						
Portata critica a 1/2 h	0,7295964	mc/s						
Portata nodo 4								
Area bacino tributario	9,0649	Ha		condotta	pendenza 0,009	diam	k	W
	90649	m ²				800	120	70%
Coeff defl	0,4		V		4,87 m/s	Qverifica	1,638	mc/s
Pioggia 1/2 h	46,91	mm						
Portata critica a 1/2 h	0,9449655	mc/s						
Portata nodo 5								
Area bacino tributario	6,542	Ha		condotta	pendenza 0,005	diam	k	W
	65420	m ²				800	120	70%
Coeff defl	0,4		V		3,00 m/s	Qverifica	1,22	mc/s
Pioggia 1 h	46,91	mm						
Portata critica a 1/2 h	0,6819672	mc/s						

A questo punto si è eseguita la verifica della velocità che l'acqua avrebbe nel tubo con diametro ipotizzato mediante la formula di *Prandtl – Colebrook* e considerando la portata Qp (portata massima che si avrebbe con il massimo indice di piovosità):

$$Q_p = (\pi * D^2 * V)/4$$

VERIFICA DELLE VELOCITA' DI SCORRIMENTO

D diametro tubazione m	P perimetro bagnato [m]	ω area sezione bagnata [mq]	w livello percentuale riempimento canale	R raggio idraulico [m]	i pendenza tubazione	k coefficiente di scabrezza	v velocità di scorrimento [m/s]
0,60	3,768	0,79	0,7	0,21	0,005	120	3,00
0,80	5,024	1,41	0,7	0,28	0,009	120	4,87
0,25	1,57	0,14	0,7	0,09	0,01	120	2,37

I valori della velocità possono essere considerati accettabili in considerazione del tipo di materiale da utilizzare nel rispetto di quanto dettato dalla Circolare n. 11633 del 07.01.1974 del Ministero dei Lavori Pubblici indica per le portate un limite minimo di velocità pari a 0.5 m/s ed un limite massimo di 5 m/s.

7. DIMENSIONAMENTO DEL SEDIMENTATORE PRIMARIO

7.1 Determinazione dei parametri di ingresso

In considerazione del fatto che la grigliatura delle acque avviene direttamente all'interno delle vasche di trattamento attraverso il transito all'interno di griglie poste trasversalmente al flusso, il lavoro di verifica si è incentrato sulla efficienza del comparto di sedimentazione dei manufatti impiegati per i processi di grigliatura e dissabbiatura.

Al fine di procedere alla determinazione della geometria del dissabbiatore, non avendo dei dati analitici provenienti da osservazioni dirette sulla composizione delle acque di dilavamento oggetto di trattamento, ci si rifà a dati bibliografici provenienti da casi di studio prodotti da osservazione di casi analoghi.

Nel nostro caso si è ritenuto opportuno impiegare i dati provenienti dalle osservazioni effettuate sulla qualità delle acque meteoriche di dilavamento di strade ad alto traffico veicolare è stato condotto su un tratto di un'autostrada francese da M.Legret e C.Pagotto (1999). Il sito di sperimentazione si trova sull'autostrada A11 Loire-Atlantique che ha un flusso veicolare medio giornaliero di 12.000 veicoli di cui il 7% costituito da veicoli pesanti. La pavimentazione è costituita da asfalto tradizionale. Il tratto studiato è lungo 275 m e l'area totale interessata dal drenaggio ammonta a 3.200 m². La qualità delle acque di scorrimento superficiale è stata analizzata per un periodo di un anno durante il quale sono stati campionati 49 eventi.

Tab. 7 Risultati delle analisi delle acque grezze

	pH	Cond. (μ S/cm)	SS (mg/l)	COD (mgO ₂ /l)	TKN (mgN/l)	Hc (mg/l)	PAH (ng/l)	Pb (μ g/l)	Cu (μ g/l)	Cd (μ g/l)	Zn (μ g/l)
No. eventi	48	46	49	45	43	44	35	49	49	49	49
Media	7,3	1356	71	103	2,3	1,2	π 96	58	45	1	356
Mediana	7,4	280	47	80	1,7	0,86	π 74	43	33	0,74	254
Range	6,3-7,9	60-17620	16-267	21-507	0,6-10,2	0,14-4,2	π 11-474	14-188	11-146	0,2-4,2	104-1544
S.D.	0,27	3122	61	83	1,8	0,94	76	44	27	0,86	288

Tale condizione di traffico è di sicuro maggiormente critica rispetto al traffico veicolare presente nell'abitato interessato dal progetto in parola, pertanto i calcoli eseguiti risultano in favore della sicurezza.

Dalla suddetta tabella è stato estrapolato ed utilizzato per l'esecuzione dei calcoli di seguito riportati il valore massimo di tenore di solidi sospesi nel range contemplato, ovvero 267 mg/l.

7.2. Processo di sedimentazione delle particelle discrete

Tale tipo di sedimentazione può essere studiata attraverso le leggi di sedimentazione formulate da Newton-Stokes.

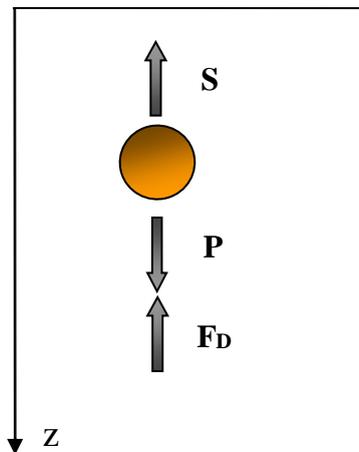
Consideriamo una particella isolata di densità ρ e volume V sospesa in un liquido di densità ρ_F ; essa è soggetta ad una serie di forze che risultano essere:

la forza peso, $P = \rho g V$

la spinta di Archimede, $S = \rho_F g V$

la resistenza del mezzo, $F_D = C_D \frac{\rho_F v^2 A}{2}$

dove v è la velocità relativa della particella rispetto al fluido, A è la sezione trasversale della particella lungo la direzione ortogonale della velocità e C_D è un coefficiente di resistenza funzione del numero di Reynolds (dimensionale).



Schematizzazione delle forze agenti su una particella immersa in un liquido.

Per il secondo principio della dinamica si ottiene:

$$P - S - F_D = m \, dv/dt$$

La particella subisce un moto accelerato, fino al raggiungimento di una “velocità limite di sedimentazione”. In queste condizioni si ha l’equilibrio delle forze agenti e pertanto:

$$P - S - F_D = 0$$

Da cui si ottiene:

$$v = \sqrt{\frac{2gV(\rho_s - \rho_F)D}{C_D\rho_F A}}$$

Se supponiamo che le particelle siano sferiche e che, quindi, valga la relazione

$\frac{V}{A} = \frac{2d}{3}$ (dove d è il diametro della particella) si arriva alla definizione della **legge di Newton**:

$$v = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g(\rho_s - \rho_F)D}{C_D\rho_F}}$$

Come accennato sopra, il coefficiente di attrito è rappresentabile in funzione del numero di Reynolds $Re (= vd\rho/\mu$, con μ viscosità dinamica del fluido) che è a sua volta funzione della velocità. Per questo motivo la velocità di sedimentazione non è direttamente ricavabile dalla legge di Newton.

Per particelle sferiche e valori del numero di Reynolds inferiori a 10^4 , si ha che:

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

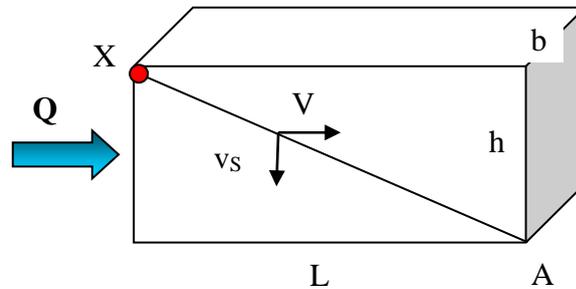
In condizioni di moto laminare ($Re < 0.3$, caso in cui la particella sedimenta ad una velocità tale da non indurre vortici nel fluido) il secondo ed il terzo membro della relazione possono essere trascurati, per cui è possibile calcolare la velocità di sedimentazione secondo l'espressione nota come **legge di Stokes**:

$$v = \frac{g(\rho_s - \rho_F)D^2}{18\mu}$$

Dall'equazione si vede che la velocità di sedimentazione della particella nel fluido è funzione della densità e del diametro della particella nonché delle caratteristiche del fluido (densità e viscosità). Nonostante tutte le limitazioni imposte come condizioni per l'applicabilità della legge di Stokes, essa permette di prevedere con buona approssimazione l'andamento del fenomeno.

7.3. Applicazioni della teoria della sedimentazione libera

Nel nostro caso in cui il sedimentatore è costituito da un'unità prismatica attraversata da un fluido con flusso longitudinale di portata Q . E' questo proprio il caso tipico di un dissabbiatore.



Schema di funzionamento di un bacino di sedimentazione di tipo rettangolare a flusso longitudinale

Date le caratteristiche geometriche della vasca vogliamo calcolare la minima velocità di sedimentazione v_s , che deve avere la particella X, immessa in vasca alla altezza h dal fondo (posizione più critica ai fini della decantazione, per sedimentare nella vasca, almeno, quindi, nel punto A (supponiamo che i filetti fluidi si mantengano paralleli).

Data Q (portata volumetrica in ingresso), si può stabilire la velocità di traslazione longitudinale V del fluido e dunque delle particelle in esso contenute:

$$V = \frac{Q}{b \cdot h}$$

Il tempo di percorrenza orizzontale t_1 risulta quindi $t_1 = \frac{L}{V} = \frac{L \cdot h \cdot b}{Q}$.

Il tempo di percorrenza verticale è invece: $t_2 = \frac{h}{v_s}$.

La condizione di minima velocità si ha quando il tempo di sedimentazione della particella è uguale a quello di percorrenza del fluido all'interno della vasca ovvero per $t_1=t_2$, da cui si ottiene che:

$$v_s = \frac{Q}{b \cdot L} = \frac{Q}{S} \quad \text{con } S \text{ superficie del fondo della vasca.}$$

Risulta, pertanto, dimostrato che, per una data portata in ingresso, l'efficienza del processo

di sedimentazione risulta influenzato unicamente dalla superficie S della vasca e non dal volume (quindi non dal tempo di ritenzione idraulica) né tanto meno dalla profondità della vasca stessa.

La grandezza v_s è chiamata Carico Idraulico Superficiale C/S (o velocità di overflow indicata con v_0) ed è nella pratica il parametro che viene comunemente utilizzato per il dimensionamento dell'unità di sedimentazione. Lo stesso carico superficiale è il parametro di dimensionamento delle vasche a flusso ascendente.

Da quanto detto si deduce che sono trattenute nella vasca tutte le particelle che hanno velocità di sedimentazione maggiore od uguale a v_0 ; le particelle con v_0 inferiore sono trattenute solo in parte in funzione dell'altezza di introduzione nella zona di ingresso.

Dato che per la legge di Stokes la velocità di sedimentazione è proporzionale al diametro della particella la relazione afferma in altre parole che tutte le particelle con diametro maggiore di D_0 sicuramente sedimenteranno all'interno del separatore, mentre le particelle che entrano nel punto a quota H con diametro inferiore a D_0 non sedimenteranno nell'interno del separatore.

Se consideriamo particelle che si trovano a quota $h_j < H$, si avrà sempre che le particelle con $D > D_0$ verranno rimosse, mentre saranno anche rimosse quelle con diametro compreso fra D_j e D_0 , avendo indicato con D_j il diametro corrispondente ad un tempo di percorrenza verticale (t_2) pari a quello orizzontale:

$$t_2 = \frac{h_j}{v_s(D_j)} = \frac{L \cdot H \cdot b}{Q}$$

Se definiamo il rapporto di rimozione (r_j) delle particelle di diametro D_j , come il rapporto fra quelle rimosse ed il loro totale, ci accorgiamo che esso corrisponde proprio a $r_j = \frac{h_j}{H}$

infatti per quote comprese fra h_j ed H , le particelle con diametro D_j non sono rimosse ed invece lo sono sempre per quota inferiore ad h_j . Essendo la distribuzione costante lungo la verticale si ha proprio il valore indicato.

Dalla relazione appena scritta e dalla definizione di velocità di overflow si ricava che:

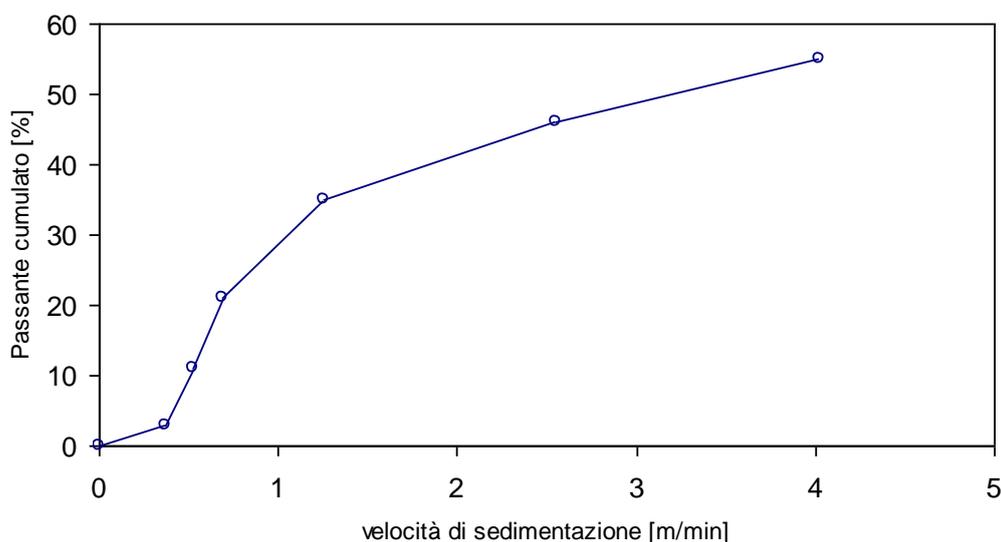
$$r_j = \frac{h_j}{H} = \frac{v_s(D_j)}{v_0}$$

Le condizioni affinché si valida la suddetta teoria appena esposta (teoria di Hazen) sono:

- La velocità di traslazione (come tutte le caratteristiche del fluido) deve essere uniforme in ogni punto della vasca;
- le particelle sospese risultano essere distribuite nella zona di ingresso in maniera uniforme sulla sezione trasversale della vasca;
- le particelle che raggiungono il fondo non tornano in sospensione.

Consideriamo una curva granulometrica delle particelle, questa indica la distribuzione dimensionale delle particelle contenute in una sospensione che generalmente sono caratterizzate da una forte variabilità. Tale curva viene anche chiamata *Curva di Distribuzione Dimensionale (CDD)*, che nel nostro caso può essere la seguente ricavata anch'essa da osservazioni dirette riportate in bibliografia.

Nota la curva di distribuzione dimensionale delle particelle è possibile associare ad essa una *curva di velocità di sedimentazione (CVS)* come quella riportata in figura. La CVS consente di ricavare per ogni assegnato valore del carico superficiale la percentuale di particelle con velocità di sedimentazione inferiore.



Curva di distribuzione di velocità di sedimentazione delle particelle

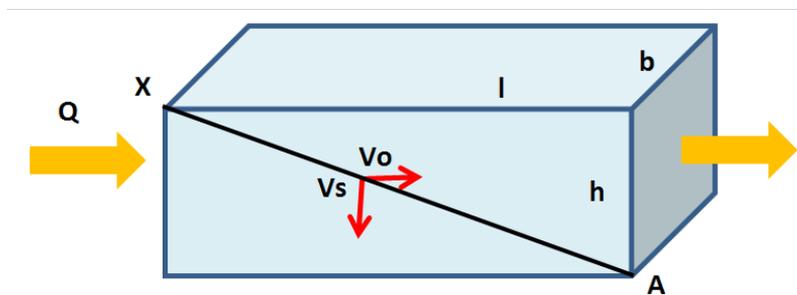
Su questa base è possibile arrivare a determinare per un sedimentatore di dimensioni note l'efficienza complessiva (E) di rimozione delle particelle in sospensione, una volta assegnata la velocità di overflow.

Indicando con v_0 il carico superficiale, P_0 rappresenta la percentuale delle particelle con velocità di sedimentazione inferiore a quella di overflow. Pertanto la frazione $(1-P_0)$ sedimenterà sicuramente.

7.4. Verifica Idraulica della Vasca di sedimentazione

Una volta determinato il valore del parametro di ingresso da utilizzare per il dimensionamento o la verifica, se esistente, del comparto di dissabbiatura, si procede ora ad una breve descrizione del metodo di calcolo impiegato.

Dimensionamento vasca grigliatura e dissabbiatura



Schema di funzionamento della vasca

dove:

- Q = portata in ingresso;
- V_0 = velocità di traslazione longitudinale dell'acqua, e con essa della particella;
- V_s = velocità di sedimentazione della particella;
- l = lunghezza vasca;
- b = larghezza vasca;
- h = profondità della vasca.

Risulta:

$$Q = h \times b \times V_0 \quad \text{cioè} \quad V_0 = \frac{Q}{h \times b}$$

Il tempo di percorrenza orizzontale t_1 è dato da:

$$t_1 = \frac{l}{V_0} = \frac{l \times h \times b}{Q}$$

Il tempo di caduta verticale è dato da:

$$t_2 = \frac{h}{v_s}$$

Evidentemente $t_1 = t_2$, per cui essendo $b \times l = S$ (superficie del fondo vasca)

$$\frac{l \times h \times b}{Q} = \frac{h}{v_s} \quad \text{cioè} \quad v_s = \frac{Q}{S} \quad \text{ove} \quad \frac{Q}{S} = C_{is} \quad (\text{carico idraulico superficiale}).$$

Ciò significa che, data la portata Q e la vasca di superficie S , sono *trattenute nella vasca tutte le particelle che hanno velocità di sedimentazione pari o superiore al carico idraulico superficiale*; le particelle con velocità di sedimentazione inferiore sono trattenute solo in parte, in funzione dell'altezza di introduzione nella zona di ingresso.

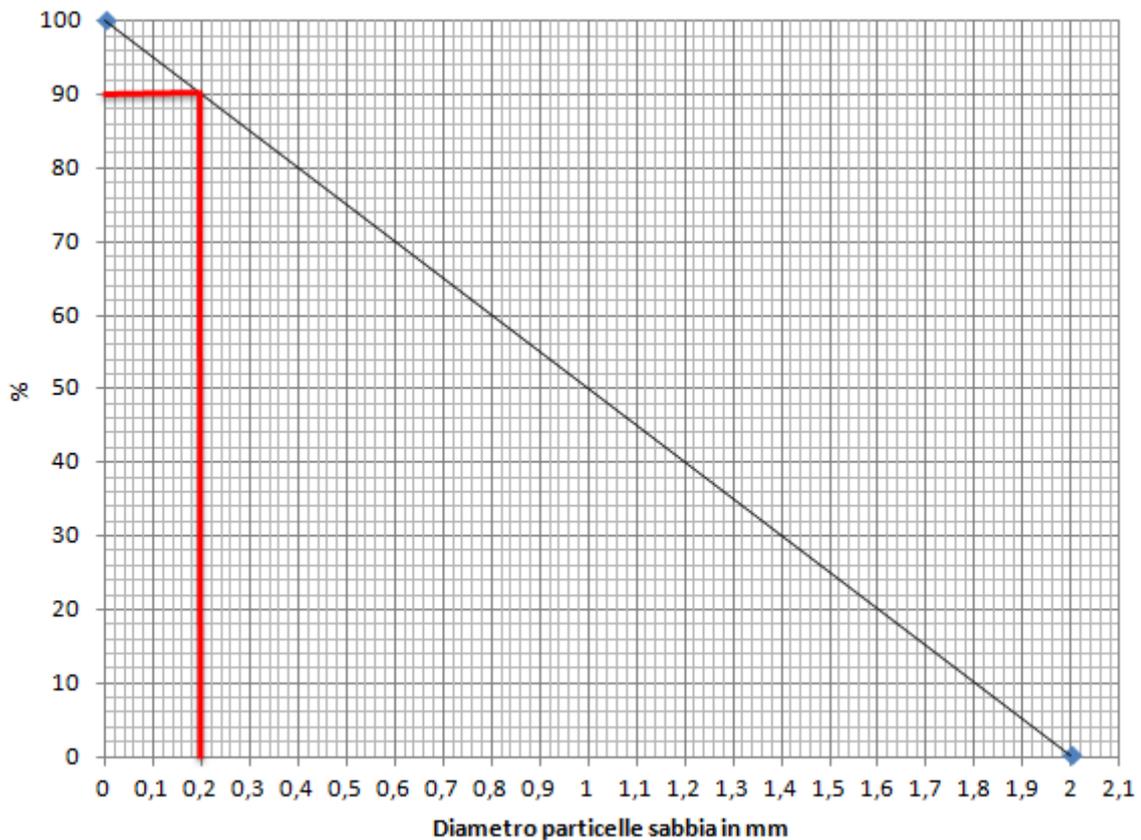
Come primo passo si è valutato il tirante idrico nella vasca che viene fissato dalla presenza della soglia a valle del sedimentatore. Tale valutazione è stata condotta assumendo la formula valida per gli stramazzi:

$$Q = \mu L h \sqrt{2gh}$$

avendo assunto per μ il valore pari a 0,4.

Si è assunto di voler far sedimentare, in acqua a temperatura di 15°C ($\mu = 1,39$) particelle di diametro equivalente pari a 0,18 mm aventi peso specifico relativo pari a 2,5 g/cm³ corrispondente a quello medio per solidi sedimentabili presenti nelle acque meteoriche (graniglia calcarea).

Per la determinazione del diametro minimo della particella sedimentabile si è ipotizzato una distribuzione granulometrica omogenea per una sabbia con diametro compreso tra 0.063 e 2 mm.



Ipotizzando, come da studi condotti sull'argomento, che il carico di solidi sedimentabili per le acque meteoriche di dilavamento stradale sia pari a 267 mg/l e che per uno scarico su suolo il limite consentito dalla tabella 4 dell'allegato 5 del D. Lgs. 152/2006 è di 25 mg/l, si ottiene che è necessario procedere all'abbattimento medio del 90.63 %, fino a trattenere tutte le particelle aventi un diametro superiore a 0.2 mm.

Applicando il metodo ed i valori precedentemente descritti, si ottengono i dati sintetizzati nella tabella seguente:

<i>Recapito</i>	Q (m^3/s)	<i>Lung. soglia (m)</i>	<i>H soglia (m)</i>	<i>Tirante su soglia (m)</i>	<i>Tirante in vasca (m)</i>	<i>Velocità di traslazione V_0 (m/s)</i>	<i>Velocità di sedimentazione v_s (m/s)</i>
1	1,63	4,00	2,50	0,4075	2,9075	0,163	$1.358 \cdot 10^{-2}$

Considerato che in funzione dei parametri di densità, diametro delle particelle, densità del fluido e coefficiente di forma delle particelle la velocità di sedimentazione (V) attesa è pari a $3.263 \cdot 10^{-2}$ m/s, confrontando i valori di v_s ottenuti per il sedimentatore del recapito in progetto, si deduce che $v_s < V$ sempre.

Pertanto, si può affermare che la vasca di sedimentazione sottesa alla rete in progetto posta all'interno del recapito finale è idonea a garantire i limiti di accettabilità imposti dalla normativa vigente.

8. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE RECAPITO FINALE

Il progetto oltre a prevedere l'adeguamento a norma del recapito esistente e la raccolta e lo smaltimento delle acque si prefigge l'obiettivo di attivare un sistema di stoccaggio e riutilizzo delle acque meteoriche.

Per perseguire tale obiettivo è prevista la realizzazione di due tipologie di lavori, l'una mirata a creare all'interno delle vasca costituente il recapito finale una porzione impermeabile atta a stoccare le acque e l'altro costituito da un impianto di sollevamento, trattamento e distribuzione delle acque recuperate.

Per il dimensionamento della vasca di stoccaggio/smaltimento ci si è riferiti alla pioggia critica di 5 giorni consecutivi relativi alla stazione pluviometrica di Maglie. I dati riguardano una serie di 78 anni compresa tra il 1935 ed il 2012, su cui è stata eseguita un'analisi statistica per individuare una pioggia critica con un tempo di ritorno di 10 anni.

In questo caso si potrà calcolare il volume afferente al bacino per eventi della durata di 5 giorni consecutivi; nel nostro caso si ha:

$$V = 0.4 \cdot 10,62 \cdot 182,8044 = 7.765,53 \text{ m}^3$$

Considerato che è prevista la realizzazione di 2 pozzi anidri del diametro ϕ 500 a parete nuda e della profondità di 40 m,

Distribution Analysis: Normal Distribution				
-----Summary of Data-----				
First Moment (mean) = 123.167				
Second Moment = 2.165e03				
Skew = 1.218e+00				
Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0127	50.2000	19.0857	12.9089
2	0.0253	52.0000	32.2053	11.5687
3	0.0380	52.8000	40.5767	10.7335
4	0.0506	62.2000	46.9037	10.1154
5	0.0633	62.6000	52.0716	9.6207
6	0.0759	64.8000	56.4875	9.2064
7	0.0886	67.4000	60.3737	8.8491
8	0.1013	72.2000	63.8658	8.5347
9	0.1139	72.6000	67.0528	8.2538
10	0.1266	72.6000	69.9966	8.0000
11	0.1392	80.4000	72.7419	7.7688
12	0.1519	80.4000	75.3223	7.5567
13	0.1646	80.6000	77.7635	7.3610
14	0.1772	82.2000	80.0857	7.1798
15	0.1899	84.6000	82.3055	7.0115
16	0.2025	90.6000	84.4359	6.8547
17	0.2152	91.0000	86.4882	6.7084
18	0.2278	98.7000	88.4714	6.5718
19	0.2405	99.0000	90.3935	6.4440
20	0.2532	99.0000	92.2612	6.3246
21	0.2658	99.4000	94.0803	6.2130
22	0.2785	99.6000	95.8559	6.1088
23	0.2911	100.4000	97.5924	6.0117
24	0.3038	100.4000	99.2939	5.9213
25	0.3165	101.0000	100.9639	5.8374
26	0.3291	101.3000	102.6056	5.7598
27	0.3418	103.2000	104.2219	5.6883
28	0.3544	104.0000	105.8154	5.6227
29	0.3671	104.2000	107.3886	5.5630
30	0.3797	104.2000	108.9436	5.5089
31	0.3924	104.6000	110.4826	5.4605
32	0.4051	104.6000	112.0076	5.4177
33	0.4177	105.4000	113.5203	5.3803
34	0.4304	105.5000	115.0224	5.3484
35	0.4430	106.5000	116.5158	5.3218
36	0.4557	107.0000	118.0018	5.3006
37	0.4684	110.0000	119.4822	5.2847
38	0.4810	110.4000	120.9582	5.2742
39	0.4937	111.0000	122.4315	5.2689
40	0.5063	111.2000	123.9043	5.2689
41	0.5190	113.0000	125.3777	5.2742
42	0.5316	113.5000	126.8537	5.2847
43	0.5443	116.8000	128.3341	5.3006
44	0.5570	119.6000	129.8201	5.3218
45	0.5696	120.0000	131.3134	5.3484
46	0.5823	120.5000	132.8156	5.3803
47	0.5949	122.0000	134.3283	5.4177
48	0.6076	126.4000	135.8533	5.4605
49	0.6203	131.4000	137.3923	5.5089
50	0.6329	131.8000	138.9473	5.5630
51	0.6456	132.0000	140.5205	5.6227
52	0.6582	132.2000	142.1140	5.6883
53	0.6709	134.0000	143.7303	5.7598
54	0.6835	136.6000	145.3720	5.8374
55	0.6962	137.4000	147.0420	5.9213
56	0.7089	137.4000	148.7435	6.0117
57	0.7215	137.4000	150.4800	6.1088
58	0.7342	140.2000	152.2556	6.2130
59	0.7468	141.4000	154.0747	6.3246
60	0.7595	142.0000	155.9424	6.4440
61	0.7722	143.4000	157.8645	6.5718
62	0.7848	154.5000	159.8477	6.7084
63	0.7975	155.6000	161.9000	6.8547
64	0.8101	160.4000	164.0304	7.0115
65	0.8228	161.7000	166.2502	7.1798
66	0.8354	161.7000	168.5724	7.3610
67	0.8481	170.8000	171.0136	7.5567
68	0.8608	171.6000	173.5939	7.7688
69	0.8734	171.7000	176.3393	8.0000
70	0.8861	175.8000	179.2831	8.2538
71	0.8987	181.8000	182.4701	8.5347
72	0.9114	195.6000	185.9622	8.8491
73	0.9241	200.8000	189.8484	9.2064
74	0.9367	202.2000	194.2643	9.6207
75	0.9494	207.9000	199.4323	10.1154
76	0.9620	227.4000	205.7592	10.7335
77	0.9747	275.8000	214.1306	11.5687
78	0.9873	293.0000	227.2502	12.9089
-----Predictions-----				
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation	
0.9950	200.0	243.0350	14.5589	
0.9900	100.0	231.4286	13.3422	
0.9800	50.0	218.7453	12.0362	
0.9600	25.0	204.6421	10.6234	
0.9000	10.0	182.8044	8.5645	
0.8000	5.0	162.3195	6.8852	
0.6670	3.0	143.2315	5.7372	
0.5000	2.0	123.1683	5.2682	

considerando un coefficiente di permeabilità pari a $7.1 \cdot 10^{-7}$ m/s; garantisce una capacità di infiltrazione per i 2 pozzi pari a 8,1 l/s che nelle 24 ore 700 m^3 che nei 5 giorni sono pari a $3500 \text{ m}^3/5$ giorni.

Da quanto detto si deduce che il volume critico affluente a 5 giorni di 7.765,53 sarà in parte immagazzinato nel recapito di progetto avendo una capacità di 763 m^3 ed in parte drenato dai pozzi.

9. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE SISTEMA DI TRATTAMENTO E RIUTILIZZO

Il sistema di riutilizzo prevede l'installazione di una pompa di sollevamento della potenza di 2 kW utile a garantire una portata di esercizio di 2,5 l/s che sarà immessa nella rete di distribuzione attraverso una tubazione in PEAD PN16 del diametro di 40 mm.

Prima dell'immissione in rete le acque prelevate dalla vasca di stoccaggio verranno trattate tramite un filtro a sabbia cilindrico di diametro 0,8 m ed altezza 2,45 m al cui interno verranno immesse le acque per subire una filtrazione meccanica;

Esso sarà realizzato con:

- serbatoio in acciaio verniciato con uno speciale trattamento interno anticorrosivo alimentare a norma del D.M. 174/04;

- materiale filtrante: sabbia di quarzo ;

- valvole multifunzione con timer elettronico SXT

Le valvole erogano acqua non filtrata durante il contro lavaggio. Tramite il kit micro switch è possibile acquisire un contatto pulito quando l'impianto è in contro lavaggio (ad es. per bloccare l'erogazione di acqua all'utilizzo, per avviamento pompe, chiusura elettrovalvole, spegnimento impianti a valle etc.).

Il prodotto conforme alla norma DM 174/04 relativa ai materiali a contatto per acque potabili.

I media filtranti sono conformi alle normative di riferimento per l'utilizzo con acque potabili:

- UNI EN 12904:2005 per la Quarzite;

Successivamente le acque transiteranno all'interno di un filtro UV al fine di procedere alla disinfezione delle acque stesse avente le seguenti caratteristiche:

Impianto di disinfezione TROJAN – SWIFT SC A02 (vedi scheda di prodotto) con:

- Lampade UV ad amalgama ad alto rendimento a bassa pressione permettono ai sistemi UVSwift SC di assicurare il dosaggio UV richiesto con l'impiego di un minor numero di lampade e costi di esercizio inferiori.

- Sistema di pulizia automatico manuale dei quarzi, con funzionamento in linea senza interruzione del flusso.

- Lampade ad attacco singolo per facilitare la manutenzione.

- Cavo di connessione 15 m

- Sensore UV, precisissimo sensore a fotodiodi, approvato DVGW, monitora il rendimento degli UV all'interno del reattore. Montato all'interno dell'apertura del sensore, sul fianco del reattore, per agevolare l'accesso.

- Dose convalidata mediante metodo BIOASSAY , dose validata da DWGW e NSF. La validazione bioassay è ampiamente accettata come standard di valutazione per le tecnologie UV, poiché fornisce valutazioni più accurate delle esigenze dimensionali delle apparecchiature, al fine di garantire la tutela della salute pubblica

- Quadro in acciaio al carbonio con verniciatura epossidica con display e controller a microprocessore per il controllo di intensità UV, ore di funzionamento delle lampade, stato di queste ultime con monitoraggio continuo.

- Reattore in Acciaio inossidabile tipo 316L. Può essere installato orizzontalmente o verticalmente.

- Caratteristiche nominali fino a 150 PSI (10 BAR).

10. SISTEMA DI RIPRISTINO STRADALE

CHIP SEALS

Il vantaggio più grande è la resistenza alla propagazione delle fessure, legata al fatto che una maggior quantità di bitume spruzzata, non solo permette la sigillatura delle fessure esistenti sulla pavimentazione esistente, ma evita che queste si propaghino alla superficie del nuovo strato, dal momento che riduce gli sforzi trasmessi agli strati superiori. Esistono ulteriori vantaggi associati all'impiego di chip seals AR, quali:

Prevenzione del passaggio di acqua agli strati inferiori.

Riduzione dell'ossidazione della superficie della pavimentazione.

Ripristino di una superficie con disgregazione.

Questa strategia di manutenzione (preventiva o di riabilitazione) porta ad un'aumento della vita utile della pavimentazione, ripristina le sue proprietà funzionali, permettendo di continuare ad assicurare un determinato livello di sicurezza all'utente.

STRESS ABSORVING MEMBRANE INTERLAYER (SAMI)

Una SAMI è una applicazione simile ad una SAM, con la differenza che una SAMI è seguita dalla costruzione di un ulteriore strato che consiste in un manto di usura in conglomerato a caldo o altro tipo di trattamento superficiale.

Una delle caratteristiche principali di questo tipo di rivestimento è la sua elevata flessibilità e conseguente capacità di resistenza alla propagazione di fessure. Parallelamente si garantisce con l'applicazione di questo tipo di trattamento superficiale l'impermeabilizzazione di una determinata superficie nel tempo.

L'applicazione di questa tecnica garantisce il recupero delle caratteristiche funzionali delle pavimentazioni invecchiate (macro e micro tessitura) e, in termini superficiali, la necessaria resistenza alla propagazione di fessure esistenti alla base delle pavimentazioni stesse. Questa soluzione può essere applicata in un'ottica di riabilitazione periodica delle pavimentazioni. Per quanto riguarda la costruzione di nuove pavimentazioni, con bassa intensità di traffico, questo tipo di applicazione può essere associato a una base trattata con leganti idraulici. Con questa soluzione si garantisce un'elevata capacità di trasferimento del carico alla base e adeguata impermeabilizzazione e resistenza alla

propagazione di fessure. Questa soluzione presenta un'ottima relazione costo-beneficio in confronto ad altre soluzioni convenzionali.

STRATEGIE DI RIABILITAZIONE CON CAMI

L'utilizzo di SAMI come membrana anti-propagazione di fessure e simultaneamente come impermeabilizzante di una determinata superficie, in una pavimentazione nuova o come tecnica di riabilitazione, può essere associato a una applicazione con altri strati di conglomerati CAMI.

Nella Figura 1 viene mostrato un trattamento superficiale realizzato su di una strada bianca. Dopo un anno dalla costruzione la superficie è talmente elastica che può essere sollevata senza rompersi. Questa è la soluzione ottimale per questa strada del deserto dell'Arizona, caratterizzata da un traffico pesante ma con una intensità molto ridotta.



Figura 1: Immagine che mostra l'elevata elasticità e resistenza di un trattamento superficiale con AR applicato ad una strada bianca nel deserto dell'Arizona

La SAMI può essere applicata in uno, due o più strati semplici o gruppi di strati in funzione dello stato delle pavimentazioni e dei volumi di traffico previsto. In una SAMI, i tassi di applicazione di bitume modificato con gomma variano fra 1.8 e 2.4 kg/m² e il tasso di applicazione di aggregati varia fra 10 e 14 kg/m², a seconda che si tratti di un sistema semplice o multiplo e della granulometria da utilizzare.

Ricerche hanno mostrato che SAMI fornisce l'equivalente di 150 mm di spessore di

uno strato di conglomerato tradizionale nell'abilità di alleviare la rottura. Come menzionato prima, poiché il sistema proposto ha la capacità di alleviare significativamente gli stress della superficie pavimentata, può anche portare queste stesse proprietà quando usato come SAMI e estendere significativamente la vita utile di una pavimentazione.

Una strategia di riabilitazione che utilizza una SAMI, abbinata ad un strato in AR consente un netto miglioramento della performance e un significativo risparmio (sistema a doppio strato – vedi Figura 2).

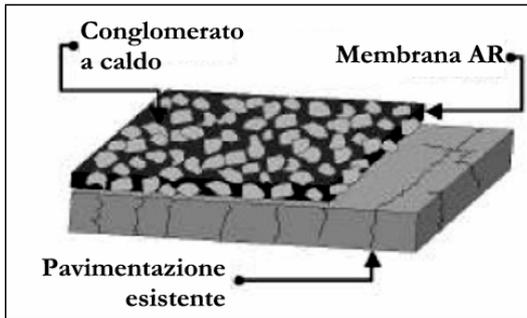


Figura 2: Sistema a doppio strato

SISTEMI MULTISTRATO

SAMI e conglomerati in AR usate in abbinamento, consentono di ottenere ottime prestazioni e durabilità. Il sistema di tre strati composto da un conglomerato di asfalto convenzionale, una SAMI ed uno strato di usura in AR, ha fornito un significativo risparmio nei costi per le concessionarie della California, fornendo contemporaneamente performance superiori. L'utilizzo di combinazioni di conglomerato di asfalto convenzionale come base, AR come secondo strato e infine, un conglomerato aperto, del tipo Open-Graded ha evidenziato prestazioni migliori rispetto agli altri tipi di pavimentazioni. Questi sistemi in molti casi hanno fornito bassi costi iniziali e, parallelamente, riduzioni dei costi di manutenzione.

Questi sistemi di tre strati (Figura 3) sono stati utilizzati come alternativa per la completa ricostruzione e hanno fornito durate di servizio superiori a 15 anni.

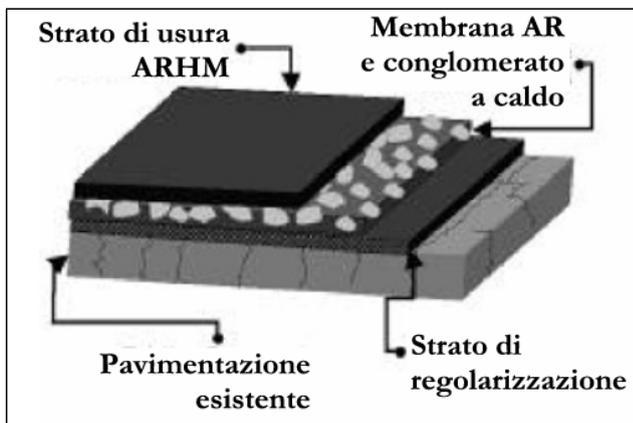


Figura 3: Sistema triplo strato

SPECIFICHE TECNICHE CHIP SEALS

MATERIALI

In queste applicazioni, la SAMI è spruzzata sulla superficie della pavimentazione, sulla quale viene applicato in seguito un aggregato di granulometria uniforme. I materiali utilizzati per ottenere un chip seal sono:

Legante AR

Essenzialmente viene utilizzato lo stesso legante che negli conglomerati AR. Alcune volte il contenuto di CRM viene aumentato di circa 1-2%.

Aggregati

In queste applicazioni si scelgono aggregati con granulometria uniforme. Di solito la dimensione è compresa fra 8 e 12.5 mm.

Nella scelta dell'aggregato ci sono diversi fattori da considerare:

Tessitura della superficie – Se si desidera una tessitura più grezza e ruvida si devono scegliere aggregati di dimensione attorno ai 12.5 mm. Una tessitura più fine e liscia può essere ottenuta con un aggregato di dimensione massima di 9 mm.

Volume di Traffico – Per volume di traffico più elevati è meglio scegliere un aggregato di dimensioni più piccole, per evitare la disgregazione e perché questi forniscono una maggior resistenza alla compressione.

Superficie uniforme – Se si desidera questo effetto la scelta deve orientarsi verso una granulometria più fine.

Durabilità – In questo aspetto risulta più determinante la resistenza dell'aggregato, che deve essere testato secondo le stesse prove utilizzate per gli strati di usura.

TASSO DI APPLICAZIONE

Il modo più comune di calcolare la quantità di legante è quello di utilizzare le esperienze passate che hanno condotto a risultati ottimali. Nonostante ciò, esiste un test semplice per determinare se il tasso di applicazione è corretto e consiste nel verificare se gli aggregati sono immersi nel legante ad una profondità del 50-70% dopo il passaggio dei rulli e se il traffico ha favorito la loro ricopertura.

POSA IN OPERA

L'apparecchiatura richiesta per la posa in opera di un chip seal è la stessa utilizzata nei trattamenti superficiali con materiali convenzionali (distributore, camion e rulli), ad eccezione della spruzzatrice (chip spreader) che deve permettere di spruzzare un legante più viscoso.

APPLICAZIONE

L'aggregato utilizzato deve essere pulito da polveri e il legante deve essere applicato sopra una superficie asciutta.

In alcuni casi, gli aggregati sono preriscaldati o prericoperti in modo da potere essere applicati anche di notte. Il riscaldamento, inoltre, permette l'asciugatura dell'aggregato e l'assenza di umidità favorisce l'adesione aggregato-legante.

L'applicazione dell'aggregato deve seguirsi alla stesura del legante il più rapidamente

possibile, preferibilmente entro tre minuti, dal momento che il legante deve essere ancora abbastanza caldo e fluido da permettere l'imbibizione dell'aggregato, preferibilmente tra circa il 50 e il 70% di imbibizione.

Il chip spreader deve operare ad una velocità tale da permettere la sua rullatura quasi simultaneamente alla sua applicazione. Se, per caso, viene spruzzato un eccesso di aggregato in alcune aree, deve essere spazzato fuori dalla corsia e quindi raccolto. Nei punti dove non è stata applicata la quantità giusta di aggregato, questo deve essere aggiunto manualmente.

RULLATURA E FINITURA

Per i chip seals sono normalmente utilizzati i rulli pneumatici perché questi non frantumano l'aggregato e vanno a rullare anche dove ci sono delle piccole depressioni. La rullatura in un chip seal è eseguita anche con la funzione di orientare l'aggregato, rivolgendo le facce lisce verso il basso. I rulli devono operare a velocità basse (6 – 10 km/h) in modo che ogni chip (aggregato) venga collocato e pressionato, e non spostato.

Il numero di rulli richiesti dipende dalla velocità dell'operazione, dal momento che sono necessari 2-4 passaggi del rullo per fissare l'aggregato.

Dopo circa 30 minuti la superficie deve essere spazzata. La spazzatura ha la funzione di rimuovere l'aggregato in eccesso dalla superficie per ridurre la possibilità che gli aggregati sciolti vengano sollevati dal passaggio del traffico, compromettendo la sicurezza. Questa operazione deve essere eseguita nel periodo più freddo della giornata per assicurare che il legante e gli aggregati ricoperti non vengano compromessi.

11. RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE

Nel presente paragrafo vengono illustrate le metodologie di risoluzione delle interferenze riscontrate durante la fase di rilievo e, quindi, accertate in quella di progettazione.

Di fatto, andando ad intervenire in zone limitrofe e di intervento, dove l'attività edilizia del II° dopoguerra è stata più intensa, e dove manca il maggior numero d'informazioni sullo stato di fatto delle reti attuali, è con buona probabilità che si può riscontrare l'incidenza maggiore di situazioni particolari, in quanto, la realizzazione delle infrastrutture a rete e dei sottoservizi, è avvenuta per fasi successive e, quindi, senza un globale piano di coordinamento e di programmazione geometrica.

Nella fattispecie, la rete idrica, la rete di raccolta delle acque reflue domestiche, la rete di distribuzione di gas metano, non saranno soggette ad intervento, mentre i sottoservizi e la rete di raccolta delle acque meteoriche subiranno un parziale rifacimento con un importante estendimento di nuova realizzazione.

Particolare rilevanza ha la realizzazione della nuova rete fognaria, in quanto, oltre ad essere l'impianto che verrà posizionato alle profondità maggiori, è anche quella che col presente progetto apporta le modifiche più sostanziali rispetto allo stato attuale, prevedendo collettori dedicati separatamente alle acque meteoriche ed alle acque reflue domestiche. Aumentando il numero di tubazioni presenti nel sottosuolo, viene quindi ad emergere l'esigenza di reperire un maggiore spazio da destinare, nella sezione stradale di intervento, alle nuove condotte fognarie e questo deve avvenire mantenendo in essere ed in piena efficienza ed attività le opere a rete esistenti.

La precedente analisi e l'insieme delle considerazioni, conduce all'individuazione di due tipi d'interferenze:

Interferenze puntuali/strategiche: sono quelle che, per la loro unicità, richiedono un intervento dedicato alla loro risoluzione e che, quindi, non può essere generalizzato su tutto l'ambito d'intervento;

Nel caso in esame, risulta strategica l'interferenza tra linea della fognatura nera esistente e linea fognaria di progetto lungo via Muro in corrispondenza di numerosi incroci; come è possibile dedurre dagli elaborati grafici, le condotte fognarie previste in progetto, hanno l'esigenza di procedere in direzione del recapito predisposto fino a raggiungere il collettore emissario in via Scorrano.

Si è pensato innanzi tutto di dare la precedenza alla condotte fognarie esistenti in

quanto funzionanti a gravità, e di spostare o bypassare in fase di realizzazione, attraverso la realizzazione di specifici e puntuali interventi, del nuovo collettore in progetto. La nuova condotta avrà una dislocazione compatibile con le dimensioni della rete esistente.

Interferenze sistematiche: sono le interferenze che si ripetono su tutto l'ambito d'intervento e che possono essere risolte con interventi e prescrizioni di tipo generale. Nel caso in esame, si hanno interferenze ripetute ogni qualvolta le nuove condotte fognarie intersecano su piani differenti (soprastanti o sottostanti) le condotte esistenti per acquedotto e rete di distribuzione di gas metano; le condotte del gas metano verranno salvaguardate procedendo con scavi a mano nella loro prossimità e, in corrispondenza di ogni attraversamento di nuove tratti in progetto, verranno protette da tubi guaina in PVC; nel caso di sottopassi, il rinterro in corrispondenza di attraversamenti, verrà effettuato con materiale stabilizzato e/o misto cementato a seconda della profondità delle condotte, riscontrabile solo con l'apertura degli scavi nella sede stradale.

Lo stesso dicasi per gli attraversamenti esistenti relativi agli allacci delle utenze domestiche relativi alla rete idrica, gas metano e fognatura nera esistenti; in generale, al fine di evitare tali problematiche si è imposto in fase di progettazione un spessore di ricoprimento superiore al metro; tuttavia, in qualche caso potrebbe essere necessario realizzare dei piccoli bypass dei suddetti allacci.

Per la realizzazione dei tronchi in progetto sicuramente non necessita operare lo spostamento dei sottoservizi ma, al contempo si avrà un rallentamento della produzione. Per soccombere a questo inconveniente, nel Computo Metrico facente parte integrante del presente progetto, è stata utilizzata una voce che tiene conto del rallentamento, tale voce di misurazione è applicata in percentuale rispetto all'entità della presenza degli stessi sottoservizi e/o interferenze.