

Stazione Appaltante:



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
ENAC – Ente Nazionale Aviazione Civile

AEROPORTO DI BARI – PALESE
"KAROL WOJTYLA"



REGIONE
PUGLIA

AEROPORTI DI PUGLIA

ENAC
ENTE NAZIONALE PER L'AVIAZIONE CIVILE

Denominazione Appalto:

AEROPORTO DI BARI (BA)
OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE
PROVENIENTI DAL PARCHEGGIO SOSTA AUTOVETTURE P3

B
A
R



LIBD

PROGETTO ESECUTIVO

Impresa esecutrice:

Progettisti:



Direttore Tecnico
prof. ing. Matteo RANIERI

Il Coordinatore della Sicurezza in fase di progettazione
prof. ing. Matteo RANIERI

Responsabile Unico del Procedimento:

arch. Marco CATAMERO'

Direttore dei Lavori

-

Coordinatore della Sicurezza in Fase di Esecuzione: -

Titolo del documento:

RELAZIONE TECNICA IDRAULICA

Codice elaborato:

ED.02

Rev. Data. Descrizione


0 Dicembre 2018 Emesso per progetto esecutivo

Scala:

 AEROPORTI DI PUGLIA	PROGETTO ESECUTIVO OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PROVENIENTI DAL PARCHEGGIO SOSTA AUTOVETTURE P3	ED.02
	<i>RELAZIONE TECNICA IDRAULICA</i>	PAG. 1 DI 24

INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	ANALISI IDROLOGICA	3
3.	PROGETTO DELLA RETE DI DRENAGGIO	11
3.1.	SISTEMA FOGNARIO ESISTENTE	11
3.2.	INDIVIDUAZIONE PLANIMETRICA DELLA RETE DI DRENAGGIO.....	12
3.3.	DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI FOGNARI	13
3.3.1.	MODELLO DELLA CORRIVAZIONE.....	14
3.4.	DIMENSIONAMENTO DELLE CADITOIE PLUVIALI.....	20

 AEROPORTI DI PUGLIA	PROGETTO ESECUTIVO OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PROVENIENTI DAL PARCHEGGIO SOSTA AUTOVETTURE P3	ED.02
	<i>RELAZIONE TECNICA IDRAULICA</i>	PAG. 2 DI 24

1. PREMESSA

La presente relazione idrologico-idraulica è redatta a corredo del progetto esecutivo per la “Realizzazione di rete di smaltimento delle acque meteoriche del parcheggio P3”, all’interno delle aree Land-Side dell’aeroporto “Karol Wojtyła” di Bari, al fine di illustrare le metodologie di calcolo e di dimensionamento delle diverse componenti che costituiranno l’opera in progetto.

La necessità di prevedere un opportuno sistema di smaltimento delle acque all’interno del parcheggio di sosta P3 è legato ai continui allagamenti che si verificano in concomitanza di eventi meteorici anche di media intensità. Essi, oltre alla tipologia di evento, sono dovuti alla scarsa capacità di smaltimento della rete esistente che, da informazioni ricevute dall’Ente gestore, è in molti punti in disuso.

Il dimensionamento di una rete di acque meteoriche è correlata alla conoscenza degli eventi pluviometrici caratteristici delle aree interessate e alla risposta, in termini di deflussi superficiali, delle superfici scolanti.

Pertanto, il percorso progettuale, illustrato in dettaglio nella seguente relazione, prevede:



- la stima delle precipitazioni critiche relative ad un assegnato tempo di ritorno;
 - la trasformazione afflussi-deflussi delle superfici scolanti;
 - l’individuazione dell’ottimale rete di smaltimento;
 - il dimensionamento di ogni elemento costituente la rete di smaltimento.
-

2. ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica ha come obiettivo la valutazione dei parametri propri delle curve di possibilità pluviometrica e di conseguenza delle portate di piena che, per prefissati tempi di ritorno, interessano le aree scolanti.

La valutazione statistica sulle altezze di pioggia necessaria a definire la curva di possibilità climatica può essere effettuata facendo riferimento ai valori massimi annuali delle piogge registrate nelle stazioni di misura presenti nelle aree di intervento e riportate negli Annali Idrografici del Servizio Idrografico e Mareografico. Nella successiva Tabella 2-1 si riportano le registrazioni rilevate per la stazione di Bitonto che, spazialmente, è la stazione più vicina alle aree di intervento.

Considerata l'estensione, relativamente limitata, dell'area nella quale sarà realizzata la fognatura, per il calcolo della rete pluviale è necessario conoscere il regime pluviometrico relativo alle piogge di "notevole intensità e di breve durata", cioè quelle riferite a registrazioni inferiori all'ora. A tal fine, di seguito, sono ricavate le curve segnalatrici di possibilità climatica elaborando i dati di pioggia disponibili con riferimento ad eventi con durata sia oraria (1h, 3h, 6h, 12h, 24h) che inferiore ad un'ora (5', 15', 30', 60').

 REGIONE PUGLIA 													
SERVIZIO PROTEZIONE CIVILE Centro Funzionale Decentrato BITONTO													
latitudine						41° 6' 32,93" N							
longitudine						16° 41' 38,89" E							
ANNO	Max intensità			1 ORA		3 ORE		6 ORE		12 ORE		24 ORE	
	mm	data	minuti	mm	data	mm	data	mm	data	mm	data	mm	data
1958	10.0	16-mag	15	19.8	16-mag	37.0	12-nov	47.2	12-nov	62.6	12-nov	62.8	12-nov
1959	31.2	18-ago	20	32.4	18-ago	43.2	13-giu	49.2	13-giu	50.2	13-giu	50.4	13-giu
1960	15.0	4-mar	10	21.4	4-mar	34.4	9-set	41.6	9-set	46.8	9-set	66.4	9-set
1962	11.0	9-nov	5	33.6	17-lug	37.4	17-lug	37.8	17-lug	43.6	24-set	68.2	24-set
1963	>>	>>	>>	28.0	17-giu	33.8	17-giu	35.6	17-gen	43.8	23-feb	59.0	23-feb
1964	43.0	4-ott	20	47.8	4-ott	48.8	4-ott	48.8	4-ott	50.0	12-nov	72.2	12-nov
1965	9.0	23-set	10	20.0	13-apr	25.2	13-apr	30.4	13-apr	39.2	10-feb	53.2	10-feb
1966	15.0	20-set	20	15.0	31-mag	28.0	20-set	34.2	20-set	35.0	20-set	35.0	20-set
1967	11.2	18-mag	15	15.2	18-mag	23.8	12-dic	24.6	12-dic	30.2	10-lug	42.6	10-lug
1968	39.0	24-ago	30	60.0	24-ago	61.0	24-ago	62.0	24-ago	73.6	24-ago	84.2	24-ago
1969	12.4	23-ago	15	16.4	3-giu	24.4	14-giu	37.0	30-nov	38.6	29-nov	38.6	29-nov
1970	14.2	1-lug	15	20.2	1-lug	25.4	1-lug	30.8	1-lug	37.0	1-ott	40.2	1-ott
1971	18.4	3-set	30	21.2	3-set	28.0	3-set	28.0	3-set	44.2	30-set	55.0	24-feb

2004	10.6	2-set	30										
	9.6	26-lug	5	52.2	26-lug	75.0	26-lug	77.8	26-lug	81.6	26-lug	93.4	26-lug
	25.8	26-lug	15										
	41.4	26-lug	30										
2005	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>
2006	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>
2007	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>
2008	9.2	12-giu	5	13.6	12-giu	19.0	4-dic	33.4	4-dic	48.6	4-dic	48.8	3-dic
	13.0	12-giu	15										
	13.4	12-giu	30										
2009	14.0	7-giu	5	23.0	7-giu	30.0	24-ott	32.6	14-dic	37.2	2-ott	57.2	2-ott
	22.6	7-giu	15										
	23.0	7-giu	30										
2010	6.4	6-ago	5	19.8	31-lug	38.0	2-nov	45.6	2-nov	47.8	2-nov	47.8	2-nov
	11.2	6-ago	15	19.8	2-nov								
	16.6	31-lug	30										
2011	7.4	2-lug	5	29.4	6-nov	63.2	6-nov	81.0	6-nov	81.4	6-nov	81.4	6-nov
		26-lug	5										
	12.2	2-lug	15										
	18.2	6-nov	30										
2012	5.8	3-set	5	20.2	26-ago	20.4	26-ago	20.4	26-ago	24.2	19-nov	37.2	7-feb
	9.0	14-nov	15										
	11.6	26-ago	30										
2013	8.4	1-giu	5	21.4	1-giu	24.2	1-giu	32.4	1-dic	63.6	1-dic	91.2	30-nov
	16.4	1-giu	15										
	18.8	1-giu	30										

Tabella 2-1: Regrazioni pluviometriche nella stazione di Bitonto

Sebbene le registrazioni pluviometriche inferiori all'ora siano disponibili a diverse durate, per le successive analisi statistiche sono stati considerati eventi con durate pari a 5, 15 e 30 minuti, in quanto caratterizzate da un numero significativo di osservazioni.

<i>anno</i>	Durata [min]			
	5	15	30	60
	0.08	0.25	0.50	1
1958		10.00		19.80
1959				32.40
1960				21.40
1962	11.00			33.60
1963				28.00
1964				47.80
1965				20.00
1966				15.00
1967		11.20		15.20
1968			39.00	60.00
1969		12.40		16.40
1970		14.20		20.20
1971			18.40	21.20

1973				23.40
1974				10.60
1975			10.40	10.40
1976			10.40	36.60
1977				52.20
1978	12.60			13.80
1979				15.40
1980				16.00
1981			19.80	23.00
1982				18.20
1983				39.00
1984				
1985		11.00		18.00
1986				
1987				
1988				15.20
1989				21.80
1990				15.40
1991				
1992				
1994			46.00	64.00
1995				
1996	5.60	12.20	20.00	30.00
1997	8.40	17.00	19.00	26.80
1998	8.80	15.20	22.00	23.20
1999	8.40	20.00	26.60	31.00
2000	8.80	16.80	22.80	29.80
2001	9.20	19.00	23.60	24.40
2002	8.60	17.00	29.20	43.20
2003	3.80	7.00	10.60	12.80
2004	9.60	25.80	41.40	52.20
2005				
2006				
2007				
2008	9.20	13.00	13.40	13.60
2009	14.00	22.60	23.00	23.00
2010	6.40	11.20	16.60	19.80
2011	7.40	12.20	18.20	29.40
2012	5.80	9.00	11.60	20.20
2013	8.40	16.40	18.80	21.40

Tabella 2-2: Precipitazioni con durata dell'evento inferiore all'ora

anno	Durata [min]				
	60	180	360	720	1440
	1	3	6	12	24
1958	19.80	37.00	47.20	62.60	62.80
1959	32.40	43.20	49.20	50.20	50.40
1960	21.40	34.40	41.60	46.80	66.40
1962	33.60	37.40	37.80	43.60	68.20
1963	28.00	33.80	35.60	43.80	59.00
1964	47.80	48.80	48.80	50.00	72.20
1965	20.00	25.20	30.40	39.20	53.20
1966	15.00	28.00	34.20	35.00	35.00
1967	15.20	23.80	24.60	30.20	42.60
1968	60.00	61.00	62.00	73.60	84.20
1969	16.40	24.40	37.00	38.60	38.60
1970	20.20	25.40	30.80	37.00	40.20
1971	21.20	28.00	28.00	44.20	55.00
1973	23.40	33.00	34.60	34.20	46.60
1974	10.60	18.00	30.60	33.80	33.80
1975	10.40	27.00	32.60	45.80	65.60
1976	36.60	47.80	49.80	56.00	70.20
1977	52.20	55.80	57.80	57.80	68.00
1978	13.80	21.60	37.60	40.00	46.60

1979	15.40	18.60	30.40	37.40	63.80
1980	16.00	18.40	28.20	43.20	54.40
1981	23.00	25.20	28.40	38.40	49.40
1982	18.20	28.60	41.60	47.00	52.00
1983	39.00	54.40	54.80	55.40	62.40
1984			41.60	59.20	92.20
1985	18.00	31.60	41.60	51.20	68.80
1986		35.80	55.40	63.00	63.20
1987		23.60	38.40	47.20	65.80
1988	15.20	24.80	33.80	35.60	41.80
1989	21.80	30.20	31.00	31.20	40.40
1990	15.40	29.20	53.20	88.40	92.40
1991		34.00	50.00	54.80	58.80
1992			34.00	44.60	55.60
1994	64.00	111.20	127.20	129.60	140.20
1995					69.60
1996	30.00	46.00	53.60	71.60	71.60
1997	26.80	52.00	72.40	93.80	95.80
1998	23.20	27.00	31.20	40.40	61.20
1999	31.00	31.60	31.60	38.40	52.20
2000	29.80	29.80	35.20	43.60	71.20
2001	24.40	24.40	26.80	35.80	43.20
2002	43.20	67.00	85.00	93.00	105.00
2003	12.80	22.80	29.40	40.20	56.20
2004	52.20	75.00	77.80	81.60	93.40
2008	13.60	19.00	33.40	48.60	48.80
2009	23.00	30.00	32.60	37.20	57.20
2010	19.80	38.00	45.60	47.80	47.80
2011	29.40	63.20	81.00	81.40	81.40
2012	20.20	20.40	20.40	24.20	37.20
2013	21.40	24.20	32.40	63.60	91.20

Tabella 2-3: Precipitazioni con durata dell'evento superiore all'ora

Avendo a disposizione le precipitazioni meteoriche per diverse durate è possibile procedere con l'analisi statistica che, per il caso in esame, è avvenuta attraverso la distribuzione di Gumbel, la quale prevede una distribuzione di probabilità $P(x)$ del tipo:

$$P(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

$$\alpha = \frac{1.28}{\sigma}$$

$$u = \mu - 0.45\sigma$$

dove μ e σ rappresentano la media e lo scarto quadratico medio della variabile x :

$$\mu = \sum_{i=1}^N \frac{x_i}{N}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \mu)^2}{N}}$$

Applicando quanto appena descritto, si ottengono i parametri riportati nelle successive tabelle, rispettivamente per durate inferiori e superiori ad 1 ora.

	Durata [min]			
	5	15	30	60
N	17.0	20.0	21.0	44.0
μ	8.59	14.66	21.94	26.02
σ	2.41	4.60	9.72	12.92
α	0.53	0.28	0.13	0.10
u	7.50	12.59	17.57	20.21

Tabella 2-4: Parametri statistici delle misurazioni di precipitazione di durata inferiore ad 1 ora

	Durata [h]				
	1	3	6	12	24
N	44.0	47.0	49.0	49.0	50.0
μ	26.02	35.95	43.43	51.63	62.86
σ	12.92	17.59	18.95	19.87	20.30
α	0.10	0.07	0.07	0.06	0.06
u	20.21	28.04	34.91	42.69	53.73

Tabella 2-5: Parametri statistici delle misurazioni di precipitazione di durata superiore ad 1 ora

Definiti i parametri statistici della distribuzione di Gumbel, al fine di determinare le curve di possibilità pluviometrica nella forma monomia $h = at^n$ dipendente dal tempo di ritorno T_R , è necessario definire la probabilità di non superamento, espressa, in funzione di T_R , dalla seguente relazione:

$$T_R = \frac{1}{1 - P(x)} \rightarrow P(x) = \frac{T_R - 1}{T_R}$$

Noto $P(x)$, dalla distribuzione di Gumbel si ha:

$$z = -\ln(-\ln P(x)).$$

Per ogni durata di pioggia derivante dalla serie storica di registrazione e per un dato tempo di ritorno è possibile stimare la corrispondente altezza di pioggia attraverso la seguente relazione:

$$h = \frac{z}{\alpha} + u$$

Nelle successive tabelle si riportano i risultati ottenuti rispettivamente per precipitazioni inferiori e superiori ad 1 ora.

T_R	Durata [min]			
	5	15	30	60
2	8.44	13.76	18.73	25.49
5	10.47	18.40	26.26	37.48
10	11.83	21.45	31.22	45.44

Tabella 2-6: Altezze di pioggia per durate inferiori a 1ora per diversi tempi di ritorno

T_R	Durata [h]				
	1	3	6	12	24
2	24.02	32.86	40.05	48.80	59.47
5	36.18	47.31	56.03	66.36	78.59
10	44.27	56.85	66.57	77.94	91.26

Tabella 2-7: Altezze di pioggia per durate superiori a 1ora per diversi tempi di ritorno

Attraverso una regressione ai minimi quadrati dei valori di altezze di pioggia è possibile stimare i parametri a e n delle curve di possibilità pluviometrica, per diversi tempi di ritorno e per durate inferiori e superiori all'ora; i risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella

T_R	$t < 1h$		$t > 1h$	
	a	n	a	n
2	25.49	0.45	24.02	0.29
5	37.48	0.51	36.18	0.24
10	45.44	0.54	44.27	0.23

Tabella 2-8: Parametri a e n delle curve di possibilità pluviometrica

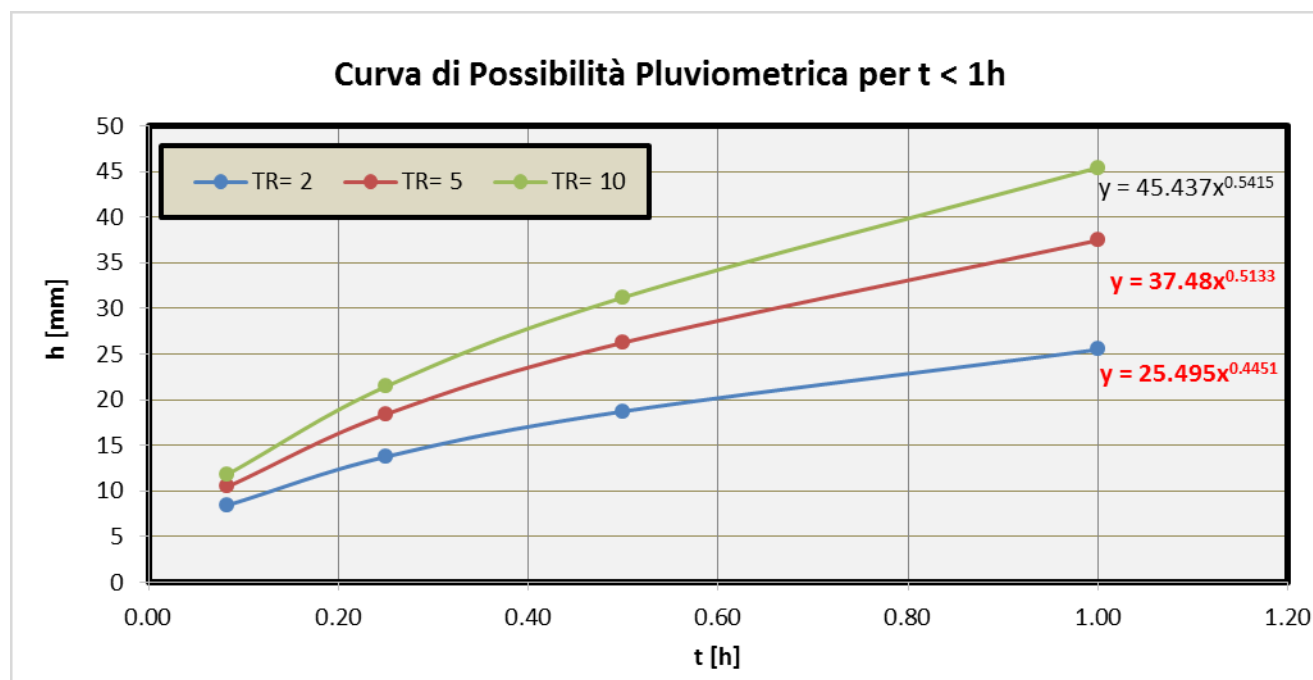


Figura 2-1: Curve di possibilità pluviometrica per durate inferiori a 1 ora

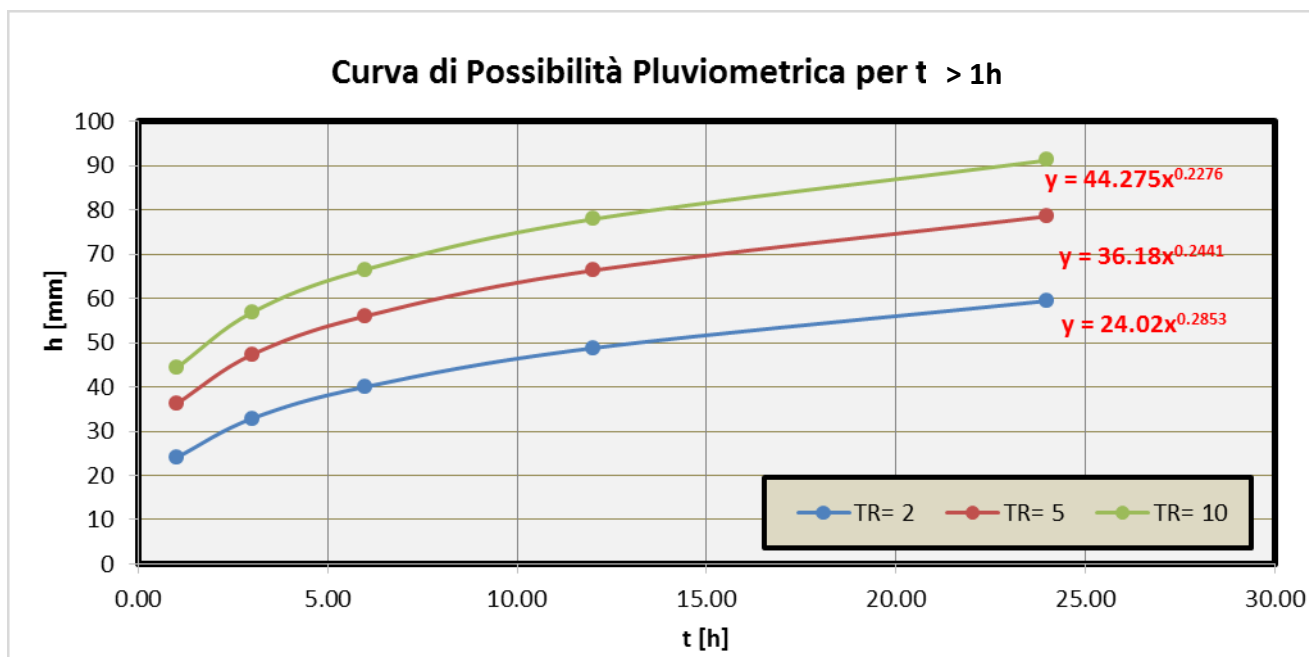


Figura 2-2: Curve di possibilità pluviometrica per durate superiori a 1 ora

In accordo con quanto previsto dal D.P.C.M. 4 marzo 1996, “Disposizioni in materia di risorse idriche”, all’art. 8, comma 8.3.3 “ai fini del drenaggio delle acque meteoriche le reti di fognatura bianca o mista debbono essere dimensionate e gestite in modo da garantire che fenomeni di rigurgito non interessino il piano stradale o le immissioni di scarichi neri con frequenza superiore ad una volta ogni cinque anni per ogni singola rete”.

Pertanto, nelle successive analisi di dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche, saranno considerate le precipitazioni critiche relative a tempi di ritorno pari a 5 anni, caratterizzate da curve di possibilità pluviometrica di parametri a e n riportati in Tabella 2-9.

	a	n
d > 1h	37.48	0.51
d < 1h	36.18	0.24

Tabella 2-9: Parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica per tempo di ritorno pari a 5 anni

	PROGETTO ESECUTIVO OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PROVENIENTI DAL PARCHEGGIO SOSTA AUTOVETTURE P3	ED.02
	<i>RELAZIONE TECNICA IDRAULICA</i>	PAG. 11 DI 24

3. PROGETTO DELLA RETE DI DRENAGGIO

Il dimensionamento di una rete di fognatura pluviale consiste nell'attribuire ad ogni tratto della rete le opportune dimensioni geometriche affinché le relative portate di progetto siano convogliate con un adeguato franco di sicurezza, dell'ordine del 25-30 % del diametro dei collettori.

L'adozione di un franco di sicurezza pari a 25-30 % garantisce il passaggio di portate corrispondenti a tempi di ritorno superiori a quello di progetto; ad esempio, sezioni dimensionate con il detto franco per tempi di ritorno di 5 anni, in realtà sono in grado di controllare portate corrispondenti ad un tempo di ritorno di 10 anni senza entrare in pressione.

Definita la rete di smaltimento è necessario prevedere opportuni organi di intercettazione dei deflussi superficiali, i quali dovranno essere ubicati in modo da garantire che l'intera portata gravante sulle superfici scolanti venga intercettata e trasferita in rete.

3.1. SISTEMA FOGNARIO ESISTENTE


La rete fognaria esistente ad oggi realizzata è funzionale al drenaggio delle acque piovane che interessano solo due porzioni dell'intero impianto P3.

Come già accennato, infatti, la porzione più ad ovest del parcheggio è servita da una griglia longitudinale e dalla relativa canaletta situata lungo lato est dell'area.

La porzione di ampliamento più recente, situata a sud-est, invece, è dotata di una griglia situata nell'angolo a nord-est della stessa area ed un sistema di smaltimento costituita da pozzi drenanti.

L'area più ampia del parcheggio, ovvero quella situata ad est della viabilità di accesso invece non è dotata di una rete di drenaggio delle acque piovane che, quindi tende ad allagarsi ed a riversare le acque piovane che da esse si raccolgono nelle aree adiacenti.

Da quanto emerso in concomitanza di numerosi eventi meteorici, anche di modesta entità, la rete attuale non è in grado di smaltire le acque gravanti sulle superfici, essenzialmente per le ridottissime dimensioni e per il numero ridotto delle componenti costituenti la rete, tanto da

 AEROPORTI DI PUGLIA	PROGETTO ESECUTIVO OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PROVENIENTI DAL PARCHEGGIO SOSTA AUTOVETTURE P3	ED.02
	<i>RELAZIONE TECNICA IDRAULICA</i>	PAG. 12 DI 24

poter considerare, in particolar modo per l'area parcheggio più ampia del P3, una assenza di una rete di drenaggio delle acque meteoriche.



Figura 3-1: Rete esistente

3.2. INDIVIDUAZIONE PLANIMETRICA DELLA RETE DI DRENAGGIO

Al fine di salvaguardare le aree di sosta durante eventi meteorici, risulta necessario prevedere un'adeguata rete di drenaggio e smaltimento delle acque meteoriche gravanti sulle superfici impermeabili.

La rete pluviale in progetto è stata individuata cercando di sfruttare al meglio la morfologia delle aree, la quale ha un andamento discendente in direzione Nord-Est.

Le acque captate, attraverso un collettore di diametro maggiore, saranno convogliate verso il collettore esistente di via Enzo Ferrari che, da quanto si evince dagli elaborati tecnici di progetto¹, è costituito da un cunicolo in c.a. delle dimensioni interne 2,00 m x 2,00 m, in grado di convogliare una portata di circa 12.55 mc/s, a fronte di quella di picco del suo bacino di influenza pari a 3.50 mc/s.

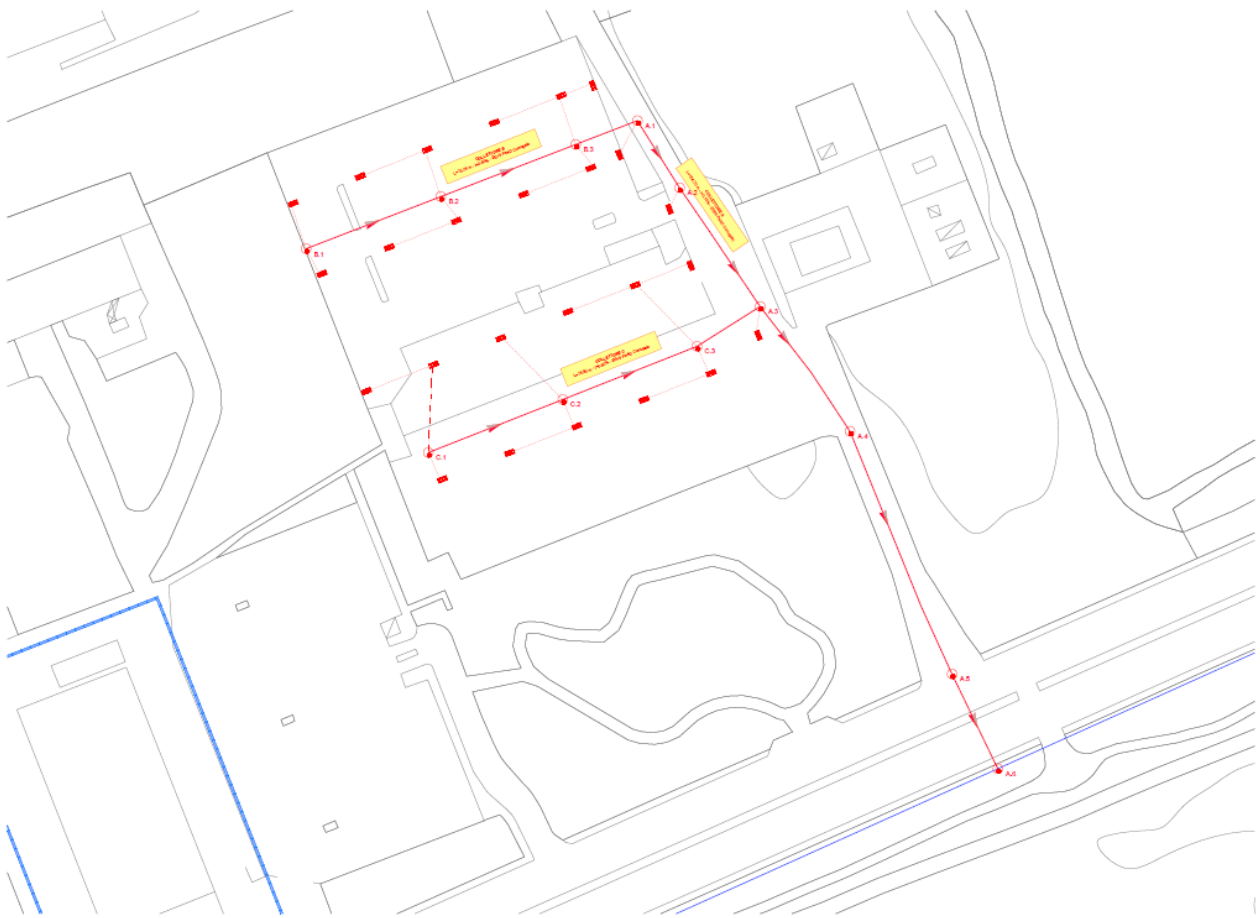


Figura 3-2: Rete di progetto

3.3. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI FOGNARI

Il punto di partenza per il dimensionamento dei collettori fognari è la stima delle portate massime da collettare in rete.

Le portate meteoriche di progetto consistono nelle massime portate al colmo che si possono realizzare nelle sezioni significative della rete fognaria per effetto delle precipitazioni sul bacino.

¹ "Lavori di completamento della nuova aerostazione dell'aeroporto di Bari-Palese e relativa viabilità di accesso – Sistema di smaltimento delle acque meteoriche" – Maggio 2014

 AEROPORTI DI PUGLIA	PROGETTO ESECUTIVO OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PROVENIENTI DAL PARCHEGGIO SOSTA AUTOVETTURE P3	ED.02
	<i>RELAZIONE TECNICA IDRAULICA</i>	PAG. 14 DI 24

A seguito della scelta del livello di probabilità dell'evento, attraverso la definizione del tempo di ritorno, per ottenere la stima delle portate meteoriche di progetto si ricorre ad una schematizzazione dei processi idraulici e idrologici che avvengono nel bacino. Per l'aleatorietà della rete di drenaggio da progettare, i processi idraulici di propagazione non vengono considerati esplicitamente, ma inglobati nel processo idrologico di trasformazione afflussi-deflussi fino alla sezione di progetto considerata.

3.3.1. MODELLO DELLA CORRIVAZIONE

Il modello della corrivazione è un modello di trasformazione afflussi – deflussi, basato sull'ipotesi che la portata critica si verifica per una pioggia di durata pari al tempo di corrivazione del bacino, inteso come il tempo necessario ad una particella d'acqua caduta nel punto più lontano della rete per raggiungere la sezione finale.

Esso esprime la portata critica a partire dall'intensità di pioggia attraverso la curva di possibilità pluviometrica a due parametri $a(T_R)$ e n :

$$i(t) = a(T_R)t^n$$

ottenendo quindi:

$$Q_C = S \cdot u = 2.78 \cdot S \cdot \phi \cdot a(T_R) \cdot T_C^{n-1}$$

dove:

- Q_C è la portata critica [l/s];
- S è l'area del bacino [ha];
- u è il coefficiente udometrico [l/(s*ha)];
- T_C è il tempo di corrivazione [ore];
- ϕ è il coefficiente di afflusso [-];
- $a(T_R)$ è il parametro della curva di possibilità pluviometrica [mm*ora⁻ⁿ];
- n è l'esponente della curva di possibilità pluviometrica [-].

Il tempo di corrivazione T_C può essere visto come la somma del tempo di scorrimento sul bacino prima del raggiungimento della rete di drenaggio T_e (tempo di ingresso in rete) e il tempo di propagazione all'interno di quest'ultima T_r (tempo di rete).

Il tempo di ingresso in rete dipende dalla tipologia di bacino e, da letteratura, si può far riferimento ai valori riportati nella seguente Tabella 3-1.

Tipo di bacino	Te [min]
Centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali	5 ÷ 7
Centri urbani semi intensivi con pendenze modeste e caditoie stradali meno frequenti	7 ÷ 10
Aree urbane di tipo estensivo con piccole pendenze e caditoie poco frequenti	10 ÷ 15

Tabella 3-1: Valori del tempo di ingresso in rete

Per il caso in esame, nelle successive modellazioni è stato considerato un valore del tempo di immissione in rete T_e pari a 5 min, assimilando l'area dell'impianto alla prima classe di tipologia di bacino.

Il tempo di rete, invece, è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singolo condotto della sezione più a monte fino alla sezione di chiusura seguendo il percorso più lungo della rete fognaria:

$$Tr = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

dove L_i sono le lunghezze dei vari condotti e V_i le rispettive velocità, valutate in condizioni di moto uniforme in condizioni di massimo riempimento.

Per far fronte alla variabilità nel tempo delle precipitazioni, della quale i metodi empirici di trasformazione afflussi deflussi non tengono in considerazione, ricerche basate su simulazioni di serie estese di eventi reali², suggeriscono di far riferimento a velocità paria a 1,5 la velocità di moto uniforme, ottenendo:

$$Tr = \sum_i \frac{L_i}{1.5 \cdot V_i}$$

Per quanto riguarda la stima del coefficiente di afflusso in rete, è necessario fare un'analisi

² Mignosa et al., 1995; Becciu et al., 1997 – Politecnico di Milano

sulla tipologia delle aree scolanti, valutando le aree a permeabilità elevata da quelle a bassa permeabilità.

I bacini scolanti gravanti sui tronchi in progetto sono di tipo impermeabile (parcheggi), caratterizzati da aree permeabili quasi nulle (a meno di alcune aiuole).

Alla luce di quanto esposto, da una attenta analisi della copertura de suolo, sono stati ottenuti i valori del coefficiente di permeabilità riportati in Tabella 3-2.

Rete	Tipologia area di scolo	Asc	Asc	Im	φ_{perm}	φ_{imp}	φ
		[mq]	[ha]		[-]	[-]	[-]
Collettore A	Totale	7 394.00	0.74	1.00	0.15	0.75	0.75
	Perm	-	-				
	Im	7 394.00	0.74				
Collettore B	Totale	2 651.00	0.27	1.00	0.15	0.75	0.75
	Perm	-	-				
	Im	2 651.00	0.27				
Collettore C	Totale	4 743.00	0.47	1.00	0.15	0.75	0.75
	Perm	-	-				
	Im	4 743.00	0.47				

Tabella 3-2: Aree che contribuiscono al deflusso superficiale

Per quanto riguarda l'estensione dei bacini scolanti, l'analisi è stata condotta valutando le aree che realmente contribuiscono al formarsi dei deflussi superficiali, come riportato della successiva Figura 3-3. Assumendo tali condizioni alla base del dimensionamento idraulico, si progetta una rete di drenaggio idonea a convogliare le intere aree scolanti.

Le superfici che contribuiscono al deflusso superficiale e considerate nelle successive modellazioni sono riportate nella seguente Tabella 3-3.

TRONCO	DN	PENDENZA	LUNGHEZZA	Area scolante	Area scolante
[-]	[mm]	[m/m]	[m]	[ha]	[mq]
Collettore A	0.500	0.0015	154.70	0.74	7 394.00
Collettore B	0.315	0.0050	73.76	0.27	2 651.00
Collettore C	0.315	0.0050	75.50	0.47	4 743.00

Tabella 3-3: Aree che contribuiscono al deflusso superficiale

L'area complessiva che grava invece sul recapito finale è pari a circa 1.73 ha.

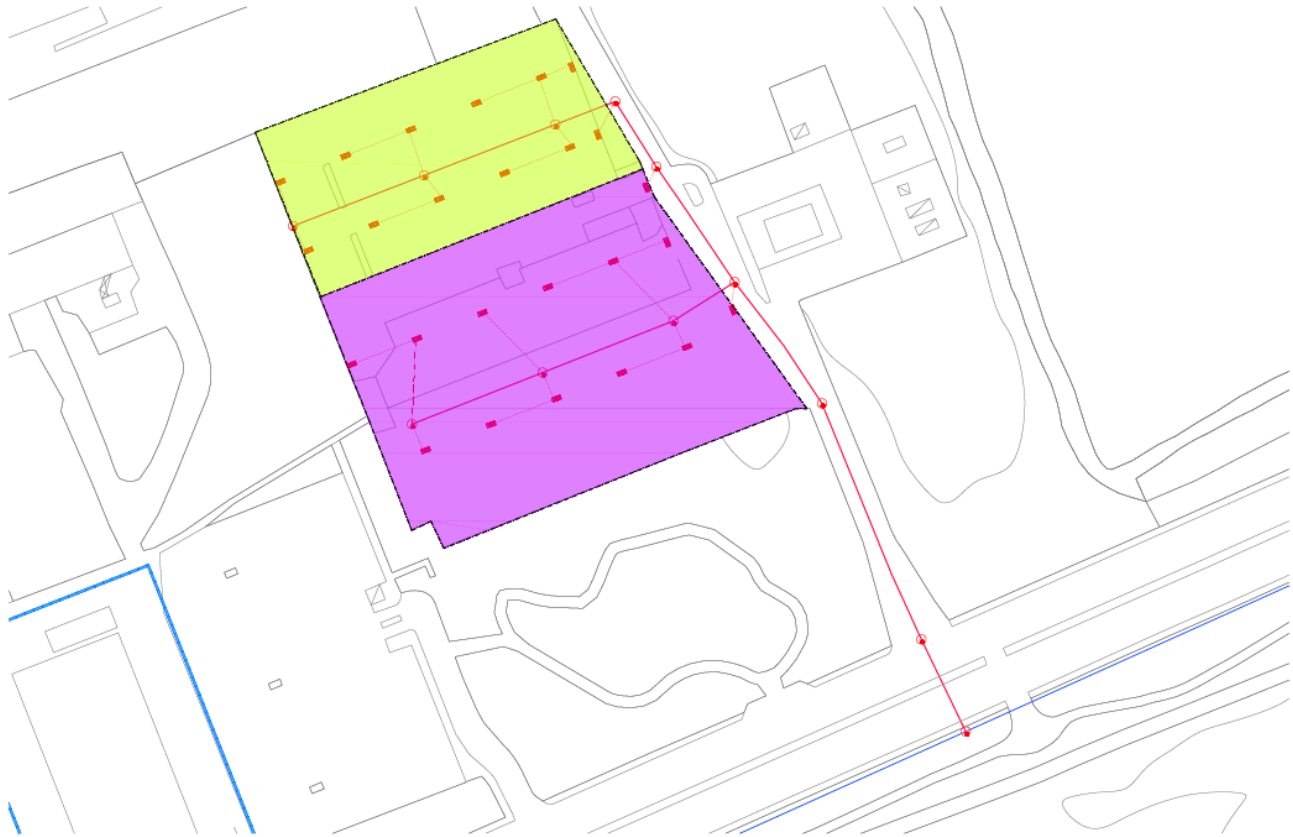


Figura 3-3: Bacini scolanti tronchi di progetto

Alla luce di quanto detto, l'applicazione del metodo della corrivazione per il dimensionamento dei collettori della rete di drenaggio avviene per step nel seguente modo:

1. misurazione delle area scolante a monte della sezione di chiusura considerata;
2. stima del coefficiente di afflusso in rete;
3. scelta di un valore di primo tentativo del diametro commerciale del collettore, in ogni caso maggiore di 300 mm;
4. calcolo del tempo di ingresso in rete T_e ;
5. calcolo della velocità di moto uniforme a massimo riempimento per mezzo della formula di Chezy, ad esempio secondo la formulazione di Strickler:

$$V_r = K_s \cdot R^{1/3} \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

- K_s è il coefficiente di scabrezza, assunto nel caso in esame pari a $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (come suggerito in letteratura per tubazioni plastiche in esercizio – tubazioni usate);

 AEROPORTI DI PUGLIA	PROGETTO ESECUTIVO OPERE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PROVENIENTI DAL PARCHEGGIO SOSTA AUTOVETTURE P3	ED.02
	<i>RELAZIONE TECNICA IDRAULICA</i>	PAG. 18 DI 24

- R è il raggio idraulico;
 - i è la pendenza;
6. calcolo del tempo di percorrenza T_r nel collettore;
 7. calcolo della durata critica T_c come somma del tempo di ingresso in rete e del maggiore dei tempi di percorrenza di percorrenza nella rete per raggiungere la sezione finale del collettore, diviso 1.5;
 8. calcolo della portata meteorica di progetto;
 9. verifica della compatibilità della durata critica T_c con il campo di validità della curva di possibilità pluviometrica dottata;
 10. verifica del grado di riempimento dei collettori con la portata di progetto, che deve essere inferiore al 70%;
 11. modifica del diametro del collettore se si ha esito negativo al precedente punto;
 12. verifica della velocità V_c corrispondente alla portata critica, che deve risultare compresa entro i limiti $0.5 \div 5$ m/s;
 13. modifica delle pendenze del collettore nel caso di velocità troppo elevate, ovvero troppo basse.

I risultati ottenuti sono riportati di seguito, dalla quale si evince la bontà delle scelte fatte.

Tronco	Asc	Im	φ_{perm}	φ_{imp}	φ	i	L	De	Di	R	Ks	te	tr	tc	ic	Qc	h	A	v	h/D
[-]	[ha]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ^{1/3} /s]	[min]	[min]	[min]	[mm/h]	[l/s]	[m]	[mq]	[m/s]	[%]
Tronco fognario	Superficie scolante	Aliquota superficie e impermeabile	Coefficiente di deflusso aree permeabili	Coefficiente di deflusso aree impermeabili	Coefficiente di afflusso	Pendenza condotta	Lunghezza condotta	Diametro esterno	Diametro interno condotta	Raggio idraulico a pieno riempimento	Coefficiente di scabrezza	Tempo di immissione	Tempo di rete	Tempo di corrivazione	Intensità critica di pioggia	Portata critica di progetto Formula Razionale	Tirante idrico in condotta	Area sezione bagnata in condotta	Velocità in condotta	Grado di riempimento
Collettore A	0.74	1.00	0.15	0.75	0.75	0.0015	154.70	0.500	0.427	0.11	100.00	5.00	1.97	6.97	106.85	164.73	0.20	0.07	2.47	47.31
Collettore B	0.27	1.00	0.15	0.75	0.75	0.0050	73.76	0.315	0.273	0.07	100.00	5.00	0.69	5.69	117.92	65.18	0.10	0.02	3.45	35.90
Collettore C	0.47	1.00	0.15	0.75	0.75	0.0050	75.50	0.315	0.273	0.07	100.00	5.00	0.71	5.71	117.76	116.45	0.13	0.03	4.28	47.25

Tabella 3-4: Risultati rete di progetto

 AEROPORTI DI PUGLIA	PROGETTO ESECUTIVO REALIZZAZIONE DI RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DEL PARCHEGGIO P3 <i>RELAZIONE TECNICA IDRAULICA</i>	ED.02
		PAG. 20 DI 24

3.4. DIMENSIONAMENTO DELLE CADITOIE PLUVIALI

Le opere di drenaggio superficiale, quali le caditoie pluviali, devono provvedere alla raccolta, all'incanalamento e all'allontanamento sia delle acque che vengono intercettate dal corpo stradale sia da quelle cadute direttamente sulla superficie di questo. L'efficienza e l'economicità dell'intera rete di drenaggio richiedono quindi anche la progettazione e la localizzazione dei manufatti idraulici che collegano la strada alla rete di canali di fognatura.

L'acqua che scorre sulla superficie stradale deve potersi raccogliere lungo le cunette laterali ed essere intercettata dalle caditoie. Queste sono costituite dalla luce di intercettazione, da un pozzetto sottostante e da una condotta trasversale di collegamento con il più vicino canale di fognatura.

Il dimensionamento delle caditoie pluviali consta nella definizione dei seguenti elementi:

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

In merito al primo punto, nella presente progettazione si prevedono caditoie a salto sul fondo in linea di tipo a griglia.

La localizzazione delle caditoie pluviali avviene seguendo criteri basati su poche regole: dopo aver posizionato le caditoie a monte degli incroci e negli avvallamenti, si determina la posizione della prima caditoia di monte; se ne effettua il dimensionamento in base alla tipologia scelta e, ove si ottenessero dimensioni ritenute eccessive, si può scegliere di ricollocare la prima caditoia, oppure di consentire un parziale aggiramento della stessa con portata a valle diversa da zero, oppure modificare il tipo di manufatto o, ancora, modificare la geometria della cunetta.

Esistono pratiche progettuali empiriche che suggeriscono di disporre le caditoie ogni 40÷50 m⁽³⁾, per aree servite di circa 500÷800 mq, altre ogni 25÷30 m⁽⁴⁾.

³ Marzolo, 1963

⁴ Da Deppo

Per definire la posizione della prima caditoia intermedia è necessario valutare dapprima la portata defluente in cunetta, tale da garantire un opportuno franco di sicurezza rispetto al cordolo o marciapiede di delimitazione, attraverso la formulazione di Chezy:

$$Q = \frac{C_f}{n} \cdot S_x^{5/3} \cdot S_0^{1/2} \cdot B^{8/3}$$

dove:

- n è il coefficiente di scabrezza di Manning [$s/m^{1/3}$];
- S_x è la pendenza trasversale della cunetta [-];
- S_0 è la pendenza longitudinale della strada [-];
- B è massima larghezza della sommità della sezione bagnata [m];
- C_f è pari a 0.376 [-].

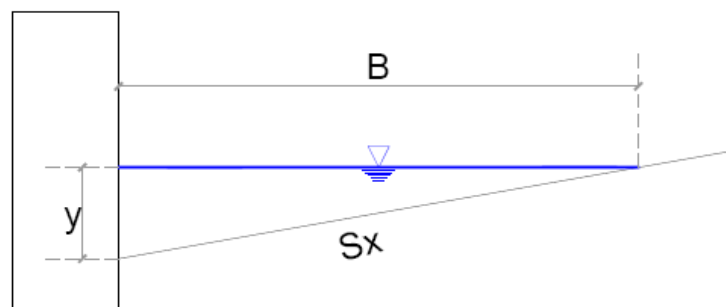


Figura 3-4: Rappresentazione schematica deflusso in cunetta

Considerando una pendenza S_x pari a 2.00%, per una larghezza di deflusso B pari a 1,00 m, si ottiene un tirante in corrispondenza del cordolo pari a 2,00 cm, compatibile con l'altezza del cordolo stesso.

Disposte le caditoie negli incroci e nei punti critici e definita la portata transitabile in cunetta, è possibile stimare la lunghezza L' alla quale posizionare la caditoia intermedia. Ciò risulta possibile considerando la formula razionale dei deflussi:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot x \cdot L'}{3.6}$$

dove:

- C è il coefficiente di afflusso, pari a 0.8 [-];
- i è l'intensità critica di pioggia [mm/h];
- x è la larghezza della falda, corrispondente alla semicarreggiata [m].

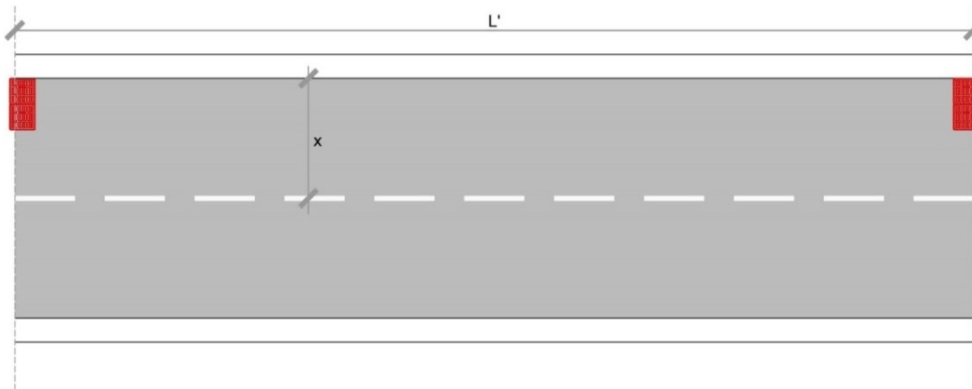


Figura 3-5: Posizionamento caditoie

Se L' risulta inferiore alla lunghezza della strada è necessario inserire delle caditoie intermedie. Definita la posizione della prima caditoia intermedia, è possibile stimare la distanza L_1 alla quale posizionare la seconda caditoia. La distanza L_1 corrisponderà alla distanza L' solo nel caso in cui l'efficienza della caditoia sia pari a 1, dove per efficienza si intende il rapporto tra la portata captata dalla caditoia e la portata in arrivo:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \frac{Q_2}{Q}$$

che, per una cunetta triangolare è pari a:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \frac{Q_2}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{8/3}$$

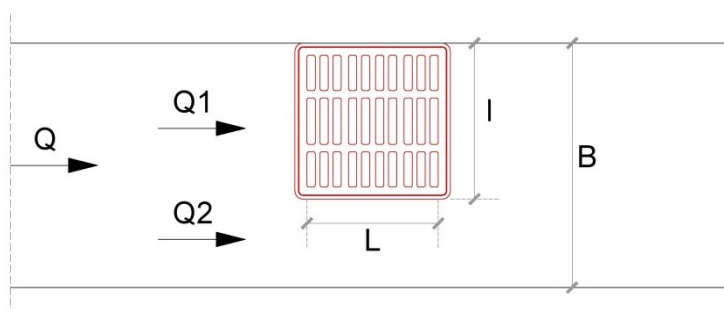


Figura 3-6: Schema griglia stradale

Se l'efficienza della prima caditoia intermedia non è unitaria, ma inferiore, la portata massima che si può avere in cunetta deve essere vista come la somma della portata sfuggita alla caditoia precedente $Q_{By-Pass,1}$ più quella accumulata lungo il tratto di strada lungo L_1 :

$$Q = Q_{By-Pass,1} + \frac{C \cdot i \cdot x \cdot L_1}{3.6}$$

Pertanto, si ottiene:

$$Q_{By-Pass,1} = Q - E_1 \cdot Q$$

dalla quale è possibile ricavare il numero di caditoie intermedie necessarie a drenare la portata gravante sulla superficie stradale:

$$n = \frac{(L_T - L)}{L_1}$$

Nella successiva Tabella 3-5 si riportano i risultati ottenuti.

Tronco	LT	ic	ST	SL	WF	y	Ks	B	Q	C	L'	I	E	Q1	Qbypass	L1	n	L*
	[m]	[mm/h]	[m/m]	[m/m]	[m]	[mm]	[m ^{1/3} /s]	[m]	[mc/s]	[-]	[m]	[m]	[-]	[mc/s]	[mc/s]	[m]	[-]	[m]
	Lunghezza tronco	Intensità critica	Pendenza trasversale	Pendenza longitudinale	Larghezza semicarreggiata	Tirante idrico in cunetta	Coefficiente di scabrezza di Strickler	Larghezza di allagamento cunetta	Portata transiente in cunetta	Coefficiente di afflusso	Distanza prima caditoia	Larghezza caditoia	Efficienza caditoia	Portata captata dalla caditoia	Portata a valle della caditoia	Distanza seconda caditoia	Numero caditoie intermedie	Distanza tra le caditoie
Collettore B	73.76	117.92	0.005	0.01	3.50	15.00	70.00	3	0.005094	0.90	49.37	0.50	0.39	0.00196	0.00313	19.01	2.00	24.59
Collettore C	75.50	117.76	0.005	0.01	3.50	15.00	70.00	3	0.005094	0.90	49.44	0.50	0.39	0.00196	0.00313	19.03	2.00	25.17

Tabella 3-5: Risultati calcolo numero di caditoie

La portata Q_1 che investe direttamente la caditoia non è detto che vi entri integralmente. Nel caso in cui la velocità di deflusso dell'acqua sia maggiore di un certo valore limite v_0 , una parte della corrente oltrepassa la grata della caditoia. Il valore di v_0 dipende dalla lunghezza e dalla geometria della caditoia.

Alcuni valori sperimentali di v_0 :

$$v_0 = 1.86 \cdot L^{0.79}$$

$$v_0 = 2.54 \cdot L^{0.51}$$

L'efficienza della caditoia sarà allora data dalla

$$E_0 = \frac{Q_1^*}{Q}$$

essendo Q_1^* la portata frontale captata dalla grata. Il rendimento R_1 della grata sarà:

$$R_1 = \frac{Q_1^*}{Q_1} = 1 - 0.3 \cdot (v - v_0)$$

essendo v la velocità effettiva dell'acqua nella cunetta.

Nella successiva Tabella 3-6 si riportano i risultati ottenuti per la rete in progetto.

Tronco	y	Ks	B	Q	A	v	L	v0	R1
	[mm]	[m ^{1/3} /s]	[m]	[mc/s]	[mq]	[m/s]	[m]	[m/s]	[-]
	<i>Tirante idrico in cunetta</i>	<i>Coefficiente di scabrezza di Strickler</i>	<i>Larghezza di allagamento cunetta</i>	<i>Portata transitante in cunetta</i>	<i>Area - bagnata</i>	<i>Velocità in cunetta</i>	<i>Lunghezza caditoia</i>	<i>Velocità critica in caditoia</i>	<i>Rendimento</i>
Collettore B	15.00	70.00	3	0.005094	0.02	0.23	0.50	1.08	1.25
Collettore C	15.00	70.00	3	0.005094	0.02	0.23	0.50	1.08	1.25

Tabella 3-6: Verifica lunghezza caditoia

Dai risultati ottenuti è plausibile ubicare le caditoie di captazione in corrispondenza di pozzetti di ispezione della rete fognaria, individuati con passo spaziale di circa 15-20 m, ai quali saranno collegate per mezzo di tubazioni trasversali in PVC DN200. Considerando una pendenza minima di deflusso pari a 0.5%, tale da garantire gli opportuni sforzi tangenziali affinché avvenga il dilavamento delle sostanze depositate al fondo, si ha una porta massima pari a 16.94 l/s, compatibili con quelle captate dalle singole caditoie.