

Progetto:	23P08	<b>CITTADELLA DELLA LOGISTICA</b> <b>PDC CON CONTESTUALE VARIANTE</b> <b>AGLI STRUMENTI URBANISTICI</b> <b>CRESPINA LORENZANA (PI)</b>	
Rev.:	00		
Data:	2024/03/25		

# CITTADELLA DELLA LOGISTICA

PERMESSO DI COSTRUIRE CON CONTESTUALE VARIANTE  
AGLI STRUMENTI URBANISTICI ART.35 LRT 65/2014

---

## RELAZIONE TECNICA

### RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

---

# 23P08DAR033RR-00

Professionista incaricato:



Studio Croce srl  
Dott. Ing. Nicola Croce - Prof. Ing. Pie-tro Croce  
via Carducci, 47 - 56017 Ghezzano (PI)  
e-mail: stu-diocroce@gmail.com tel 050 878716  
www.studio-croce.com

*Ing. Nicola Croce*

---

00	2024/03/25	Emissione per PDC	N.C.	N.C.	N.C.
REV.	DATA	DESCRIZION DESCRIPTION	PREPARATO PREPARED	CONTROLLATO CHECKED	APPROVATO APPROVED

# COMUNE DI CRESPINA - LORENZANA

## Provincia di Pisa

### INSEDIAMENTO LOGISTICO/PRODUTTIVO

#### Relazione tecnica rete fognatura bianca

#### Sommario

1. Premessa .....	2
2. Descrizione della rete .....	2
3. Pluviali del Capannone .....	3
4. Fognatura di piazzale .....	6
5. Trattamento AMPP .....	10
6. Conclusioni .....	11

## 1. Premessa

La presente relazione riguarda la verifica idraulica della rete di raccolta delle acque meteoriche a servizio del nuovo capannone e parcheggi dell'insediamento logistico.

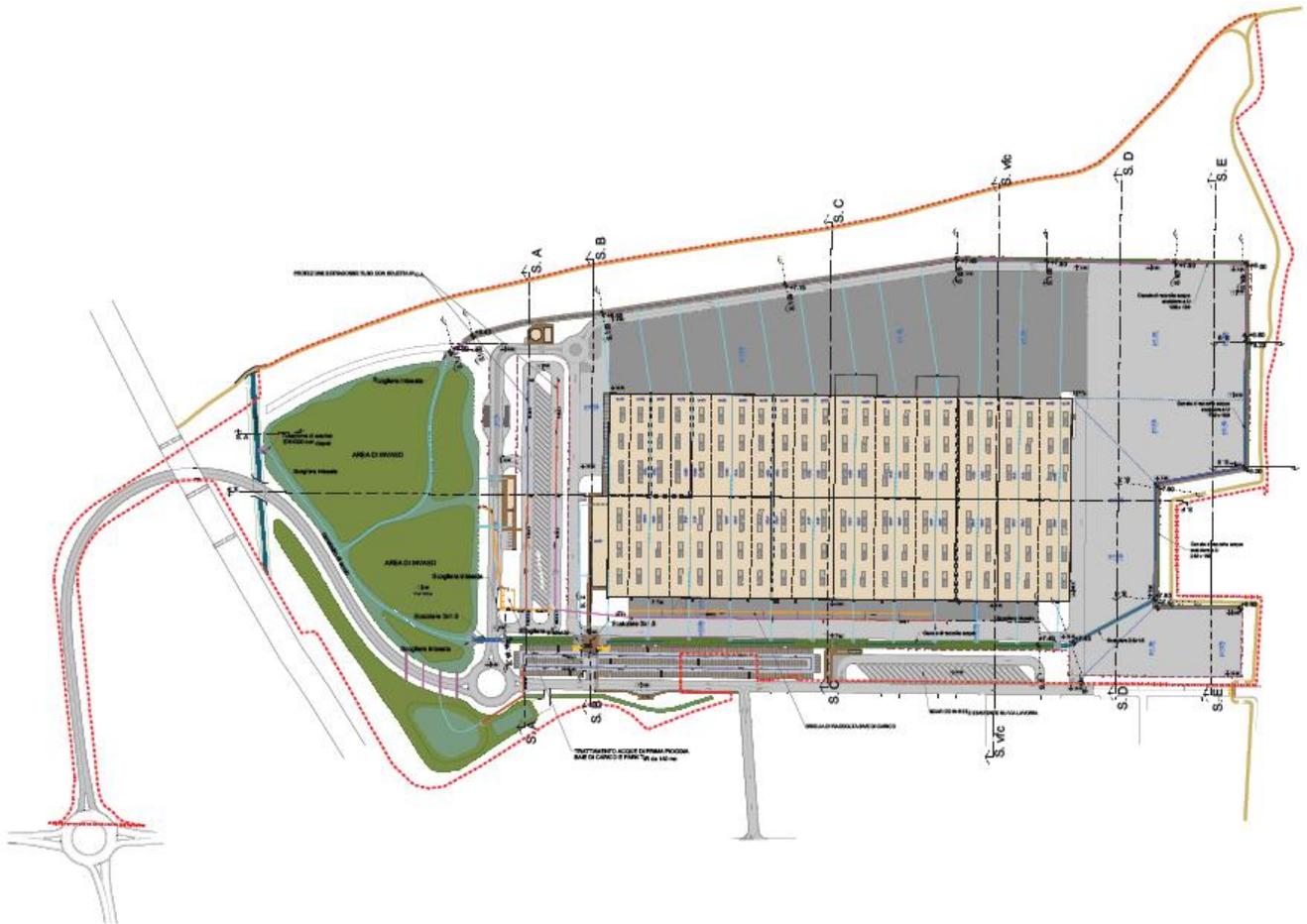


Fig. 1 – Inquadramento.

## 2. Descrizione della rete

La rete di fognatura sarà costituita da una serie di tubazioni e pozzetti grigliati con funzione di drenaggio di raccolta delle acque di pioggia coadiuvanti i canali di drenaggio lato est e lato ovest del capannone; in particolare i piazzali intorno al capannone hanno una pendenza dell'1,5 % per poter convogliare le acque meteoriche verso i canali di cui sopra; Il Capannone scaricherà direttamente nei canali di drenaggio mediante pluviali DN300; i piazzali lato ovest, necessitano di una condotta di raccolta che recapiterà verso le vasche di compenso lato nord unitamente a un'altra serie di tubazioni per il parcheggio tir lato nord; Tali flussi saranno, però, sottoposti al trattamento delle AMPP, prima dello scarico finale verso le casse di compenso. Per i parcheggi tir lato ovest si utilizzerà la rete fognaria esistente, mentre per quelli auto si utilizzerà lo scarico verso la piccola cassa di compenso ad ovest della rotatoria.

### 3. Pluviali del Capannone

- PORTATA DI CALCOLO: si utilizza la norma UNI 12056-3:

In condizioni stazionarie, la portata di acque meteoriche da far defluire da una copertura deve essere calcolata mediante la seguente formula:

$$Q = r \cdot A \cdot C \cdot K$$

dove:

Q è la portata d'acqua, in litri al secondo (l/s);

r è l'intensità di precipitazione, in litri al secondo per metro quadrato (l/(s\*m<sup>2</sup>));

A è l'area effettiva della copertura, in metri quadrati (m<sup>2</sup>);

C è il coefficiente di scorrimento (preso = 1,0 salvo quando diversamente richiesto da regolamenti e procedure di installazione nazionali o locali), adimensionale.

K è il coefficiente di rischio.

L'intensità di precipitazione può essere assunto, in assenza di analisi specifiche, pari a 180 mm/h; d'altronde trattasi di un valore cautelativo.

Il coefficiente di rischio può essere così stimato:

Situazione	Coefficiente di rischio
Cornicioni di gronda	1,0
Cornicioni di gronda situati in punti in cui la tracimazione dell'acqua causerebbe disagi particolari, per esempio sopra l'ingresso di un edificio pubblico	1,5
Canali di gronda interni e nel caso in cui piogge straordinariamente abbondanti o ostruzioni del pluviale potrebbero provocare un'infiltrazione di acqua all'interno dell'edificio	2,0
Canali di gronda interni di edifici per i quali si richiede un grado di protezione eccezionale, per esempio: - ospedali/teatri - impianti di telecomunicazione - depositi di sostanze che danno origine a emissioni tossiche o infiammabili se bagnate con acqua - edifici nei quali sono conservate opere d'arte di valore eccezionale	3,0

Nel nostro caso si assume un K di 1 trattandosi di pluviali esterni in edificio privato;

in copertura dovranno essere realizzate canale di raccolta stagne con adeguate caratteristiche geometriche come di seguito riportato.

L'area di competenza del singolo pluviale è pari a  $Lx_i$ , dove  $i = 36$  m = interasse tra i pluviali e  $L = 90$  m (fronte di copertura di competenza del singolo pluviale)

Pertanto la portata di progetto del singolo pluviale è pari a:

$$Q = 180/3600 * 1 * 90 * 36 = 162 \text{ l/s}$$

Dimensionamento del pluviale, tramite tabella UNI 12056-3:

Diametro interno del pluviale [mm]	Capacità idraulica	
	riempimento 0.20 [l/s]	riempimento 0.33 [l/s]
50	0.7	1.7
55	0.9	2.2
60	1.2	2.7
65	1.5	3.4
70	1.8	4.1
75	2.2	5.0
80	2.6	5.9
85	3.0	6.9
90	3.5	8.1
95	4.0	9.3
100	4.6	10.7
110	6.0	13.8
120	7.6	17.4
130	9.4	21.6
140	11.4	26.3
150	13.7	31.6
160	16.3	37.5
170	19.1	44.1
180	22.3	51.4
190	25.7	59.3
200	29.5	68.0
220	38.1	87.7
240	48.0	110.6
260	59.4	137.0
280	72.4	166.9
300	87.1	200.6
>300	$2.5 \cdot 10^{-4} \cdot k_0^{-0.167} \cdot d_i^{2.007} \cdot f^{1.007}$ dove: $k_0$ è la scabrezza del pluviale, considerata 0.25 mm; $d_i$ è il diametro interno del pluviale; $f$ è il grado di riempimento.	

Si sceglie una **tubazione DN 300** con un grado di riempimento pari a 1/3.

Verifica della bocca di efflusso:

Capacità della bocca di efflusso:

$$Q = K \cdot D^2 \cdot h^{0,5} / 15000 \text{ [l/s];}$$

dove:

D = diametro efficace della bocca di efflusso [mm], che si assume pari a 45 cm;

k= coefficiente di scarico (1 per scarico libero, 0.5 in presenza di filtri): si assume 1;

h = carico idraulico sulla bocca di efflusso =  $W \cdot F_h$ , dove:

W = battente idraulico [mm], che si assume pari a 300 mm (altezza della canale di raccolta)

$F_h$  = coefficiente di carico alla bocca, pari a 0,47 nel caso di canale di raccolta rettangolare

Si ha:

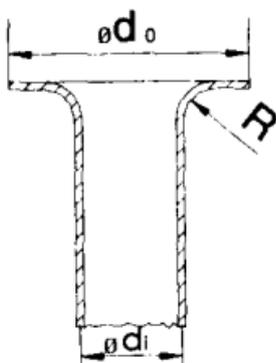
$$Q = 450^2 \cdot (300 \cdot 0,47)^{0,5} / 15000 = 161 \text{ l/s}$$

Di conseguenza il collegamento del pluviale alla canale di copertura dovrà avere le seguenti caratteristiche geometriche (in cm):

Diametro pluviale: 30 cm

Sezione di imbocco del pluviale: Conica con Diametro di 45 cm, con un battente idraulico di 30 cm;

In alternativa si può utilizzare una bocca di efflusso a spigoli arrotondati con  $D=350$  mm e  $R=$  raggio di raccordo  $\geq 300/6 = 50$  mm:



$$D_o > 1.5 D_i, R > D_o/6, D = 0.9 D_o$$

Verifica dei tratti sub-orizzontali posti sotto i piazzali lato est e ovest, recapitanti direttamente verso i canali di drenaggio:

Si utilizza la formula di Strikler:  $Q = k * R^{2/3} * i^{1/2}$

D= 300 mm;  $i = 1,5 \%$  ,  $k = 120$  (tubi in materiale plastico internamente lisci)

Ne consegue:  $Q = 185 \text{ l/s} > 162 \text{ l/s}$

- Canala di raccolta acque del tetto del capannone:

Come indicato precedentemente la canala ha dimensioni di progetto di 100 cm x 30 cm

$$Q = 0.9 * 2.78 * 10^{-5} * A^{1.25} * F_L$$

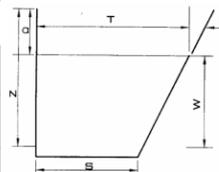
Dove:

A = sezione idraulica della canala in mmq= 300x1000 = 300000 mmq;

$F_L$  = coeff. di capacità assunto pari a 1 (pendenza 0,4 %):

**Progettazione canali di gronda  
secondo UNI EN 12056**

Coefficiente di capacità					
L/W	Pendenza	Pendenza	Pendenza	Pendenza	Pendenza
	<0.4%	0.4%	0.6%	0.8%	1.0%
50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
75	0.97	1.02	1.04	1.07	1.09
100	0.93	1.03	1.08	1.13	1.18
125	0.90	1.05	1.12	1.20	1.27
150	0.86	1.07	1.17	1.27	1.37
175	0.83	1.08	1.21	1.33	1.46
200	0.80	1.10	1.25	1.40	1.55



Si ha:  $Q = 176 \text{ l/s} > 162 \text{ l/s}$ .

In caso di forma diversa della canala di raccolta, le caratteristiche idrauliche dovranno essere equivalenti a quelle suindicate.

#### 4. Fognatura di piazzale

Si è provveduto al dimensionamento dei condotti fognari delle acque bianche applicando il noto metodo "dell'Invaso" lineare.

I dati di pioggia sono stati desunti a partire dalle Curve di possibilità pluviometrica (LSPP) della Regione Toscana, ottenendo:

Tr 20 anni:  $a=52,36$  mm,  $n=0,360$ ;

Tr 200 anni:  $a=76,44$  mm,  $n=0,466$ ;

La verifica della rete fognaria è stata effettuata per il tempo di ritorno di 20 anni, tipico dei sistemi fognari, in quanto rappresenta un giusto compromesso tra sicurezza idraulica ed economicità.

Nella maggior parte dei casi, la scelta del tempo di ritorno della pioggia critica viene effettuata con criteri empirici, basati sulle caratteristiche generali della zona considerata, salvo applicare il metodo costi-benefici per maggiori approfondimenti, in casi particolari.

È ovvio che nelle zone più densamente popolate le insufficienze della rete debbano provocare danni maggiori.

Per gli insediamenti urbani comuni, si adottano tradizionalmente piogge con tempi di ritorno da 2 a 10 anni, con valore più frequente attorno a 5 anni; per insediamenti industriali e commerciali di grande importanza economica, anche piogge con tempi di ritorno dai 10 ai 20 anni.

A titolo esemplificativo in Germania, per fognature nuove o per interventi di risanamento di reti esistenti, l'ATV raccomanda i seguenti tempi di ritorno, in relazione all'importanza economica ed alla sicurezza della zona servita:

— strade all'esterno di zone edificate	Tr=1 anno
— zone edificate in genere	Tr=1-2 anni
— centri urbani, zone commerciali ed industriali importanti	Tr=2-5 anni
— sottopassaggi stradali, metropolitane e simili	Tr=5-20 anni.

Oltre ai suddetti criteri, si raccomanda di tener conto della pendenza media del bacino scolante e della canalizzazione. Infatti il pericolo di danni per rigurgito dovuto a piogge forti con frequenze piccole è più grave per le fognature ripide. Perciò in zone montagnose si adottano tempi di ritorno pari anche a 10 anni.

Mediamente all'estero si riscontra oggi la tendenza ad una riduzione dei tempi di ritorno a valori medi 2-5 anni.

Considerazioni probabilistiche consentono di confermare una scelta più realistica del tempo di ritorno, basata sul rischio di insufficienza della fognatura.

Una pioggia avente il tempo di ritorno di 10 anni è eguagliata o superata in media una volta ogni 10 anni. Fissato un determinato decennio, ad esempio 2000-2010, qual è la probabilità che la suddetta pioggia si verifichi, supponiamo nel 2001?

Se essa si presenta nel 2001, non si ripresenterà più, in media, negli anni dal 2002 al 2010, ossia esistono un caso positivo e 9 casi negativi, su un totale di 10 casi possibili. La probabilità dell'evento positivo è dunque  $1/10$ , e quella dell'evento negativo è  $9/10$ . La somma delle due probabilità è uguale all'unità, ossia alla certezza.

Qual è la probabilità che la pioggia si verifichi nel biennio 2001-2002. Tale evento si presenta come il concorso di due eventi parziali aventi la medesima probabilità, ma non indipendenti; infatti, se il 2001 è positivo, necessariamente il 2002 deve essere negativo da un punto di vista probabilistico.

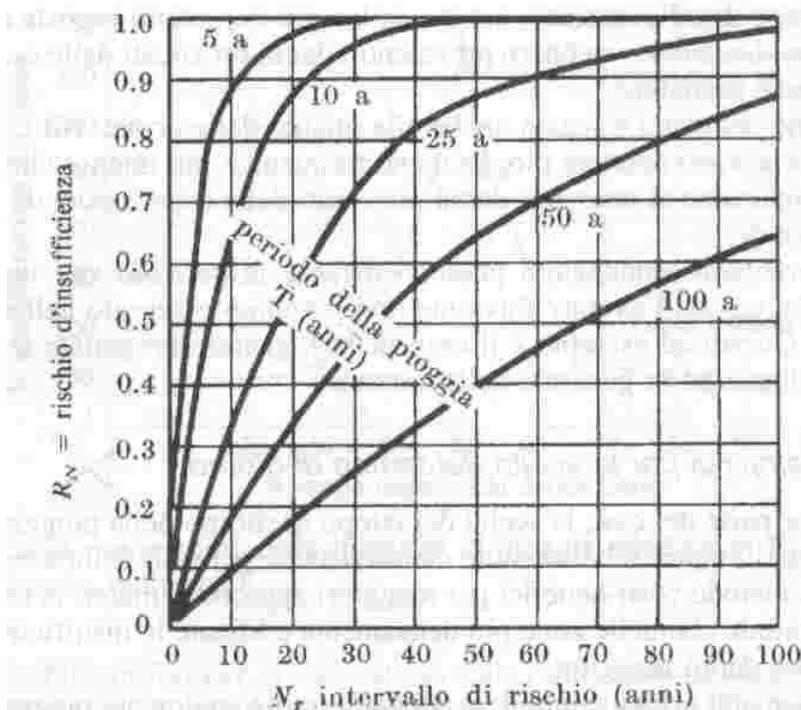
Per poter applicare il teorema della probabilità composta, conviene considerare l'evento contrario, ossia il caso che la pioggia non si verifichi nel biennio 2001-2002; la probabilità del caso contrario è infatti il prodotto delle probabilità parziali:  $(1-1/10) (1-1/10) = 0,81$ . La probabilità dell'evento desiderato risulta quindi:  $1-(1-1/10)^2 = 0,19$ .

In generale, per  $N_r$  anni (detto intervallo di rischio), la probabilità dell'evento, detta rischio d'insufficienza della fognatura, risulta:

$$R_N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^{N_r}$$

Questa equazione può essere rappresentata graficamente, con curve  $R_N/(N_r)$ , a  $T_r$  costante, come indicato nella figura 3.1.

Per  $N_r = T_r$  ossia con un intervallo di rischio pari al tempo di ritorno, la figura stessa indica che il rischio di superamento  $R_N$  tende rapidamente a 0,63 all'aumentare di  $T_r$ ; sussistono quindi circa due probabilità su tre che l'opera risulti insufficiente in  $T_r$  anni.



**Fig. 4.1 — Variazioni della probabilità di una pioggia in funzione del periodo della stessa e dell'intervallo di rischio**

$N_r$  può assumere il valore di durata dell'opera, per la quale interessa conoscere la probabilità (o rischio) che si verifichi la pioggia presa a base del dimensionamento. Di solito, viene dato  $N_r$  e si sceglie il tempo di ritorno  $T_r$  della pioggia in base al rischio che si accetta di correre.

Per esempio, fissando una durata dell'opera pari a 50 anni ed adottando un tempo di ritorno  $T_r = 2-10$  anni, si verifica in pratica la certezza ( $R_N$  prossimo ad uno) che la fognatura sarà insufficiente almeno una volta nei suoi 50 anni di vita. Adottando invece  $T_r = 50$  anni, il rischio d'insufficienza  $R_N$  scende a 0,63 (2 probabilità su

3). Per ridurre il rischio a 0,20 (1 probabilità su 5), il tempo di ritorno deve salire a 225 anni e per ridurlo al 5% a 1000 anni.

Per ridurre il rischio d'insufficienza a valori molto piccoli nel periodo di vita dell'opera, occorrerebbe incrementare in misura inaccettabile il tempo di ritorno e quindi le dimensioni e il costo dell'opera. Pertanto le considerazioni probabilistiche confermano l'impostazione progettuale tendente a scegliere valori bassi del tempo di ritorno T (2-10 anni).

Per ridurre il rischio d'esondazione, conviene altresì una progettazione di tipo duale, che preveda due sistemi di drenaggio e controllo delle acque di pioggia: il primo, detto minore, costituito dalle fognature, dimensionate per valori modesti del tempo di ritorno (T = 2-10 anni); il secondo, detto maggiore, costituito dalle vie d'acqua superficiali (cunette stradali e vasche di pioggia), interessate dalle portate che eccedono la capacità della fognatura e dimensionato per valori elevati del tempo di ritorno (50-100).

In questa nuova forma di progetto il sistema maggiore, che abitualmente è del tutto spontaneo e incontrollato, viene accuratamente verificato, con importanti riflessi sulle scelte urbanistiche e sulle tipologie stradali (ad esempio pendenze, forma delle cunette, scelta delle caditoie e dei pozzetti) che influenzano la ripartizione tra l'aliquota della portata che defluisce in fognatura e la aliquota che scorre in superficie.

Nel caso in oggetto si è assunto un valore del tempo di ritorno di 20 anni.

Nel dimensionamento, si è fatto riferimento al tubo in PEAD spiralato "tipo Ecopal" o similare, internamente liscio, sia per le sue caratteristiche meccaniche, oltre che per la resistenza chimica e maneggevolezza. Le superfici delle aree colanti sono state considerate pressoché impermeabili, ad eccezione de lparcheggi olato ovest, che presenta gli stalli in autobloccante o la tra pavimentazione drenante.

In ogni caso, la rete è in grado di smaltire anche portate maggiori dato che il dimensionamento considera un grado di riempimento medio del 75%; inoltre, in caso di eventi duecentennali, è possibile far funzionare la rete in pressione per compensare la differenza di portata.

Verifica idraulica Tr 20 anni:

CALCOLO PORTATE MASSIME IN TEMPO DI PIOGGIA E DIMENSIONAMENTO CONDOTTE																							
Coefficienti curva possibilità pluviometrica: a [mm] = 52.36 n = 0.36 n0 = 0.48 forma: 1 = circolare, 2 = ovoidale, 3 - 10 = personal. (D=alt																							
nome tronco	reca-pita in	lunghezza m	aree proprie			aree progressive			w picc. m	a' m	u l/s ha	Qmax l/s	k Strick m <sup>3</sup> /s	i m/km	for-ma	D teor. m	D 1°tent. m	h scelto m	h max m	grado riemp. %	u l/s ha	Q max l/s	V m/s
			fi = 0.9 ha	fi = 0.5 ha	A tot ha	Axfi tot ha	A ha	Axfi ha															
BAIE1	BAIE2	114	0.65		0.65	0.585	0.65	0.585	0.9	0.005	0.052	432.4	281	120	3	1	0.62	0.43	0.430	92.2%	361.2	235	1.68
BAIE2	PARK7	230	0.67		0.67	0.603	1.32	1.188	0.9	0.004	0.052	529.3	698.7	120	3	1	0.70	0.53	0.473	86.9%	303.2	400	1.97
PARK1	PARK2	103	0.5		0.5	0.45	0.5	0.45	0.9	0.004	0.052	558	279	120	3	1	0.62	0.43	0.340	79.0%	416.7	208	1.69
PARK2	PARK7	103	0.3		0.3	0.27	0.8	0.72	0.9	0.004	0.052	544.6	435.7	120	3	1	0.58	0.53	0.345	65.0%	356.7	285	1.88
PARK3	PARK4	103	0.19		0.19	0.171	0.19	0.171	0.9	0.004	0.052	582.8	110.7	120	3	1	0.44	0.30	0.220	73.3%	386.2	73	1.32
PARK4	OUT	103	0.19		0.19	0.171	0.38	0.342	0.9	0.004	0.052	565.4	214.8	120	3	1	0.56	0.43	0.242	56.2%	344.7	131	1.56
PARK5	PARK7	15	0.05		0.05	0.045	0.05	0.045	0.9	0.004	0.052	611.6	30.58	120	3	1	0.27	0.30	0.123	40.9%	580.2	29	1.07
PARK6	OUT	15	0.1		0.1	0.09	0.1	0.09	0.9	0.004	0.052	597.4	59.74	120	3	1	0.35	0.30	0.189	62.9%	595.5	60	1.27
PARK7	OUT	22	0.05		0.05	0.045	2.22	1.998	0.9	0.004	0.052	512.4	1138	120	3	1	0.84	0.80	0.457	56.7%	316.3	702	2.39
OUT		120	0.1		0.1	0.09	2.8	2.52	0.9	0.004	0.052	504.4	1412	120	2	1	0.98	0.80	0.556	69.1%	273.2	765	2.06
PARKa1	PARKa3	250	0.16	0.16	0.32	0.224	0.32	0.224	0.7	0.005	0.052	265.1	84.83	120	3	1	0.40	0.30	0.187	62.2%	183.1	59	1.27
PARKa3		28	0.16	0.16	0.32	0.224	0.64	0.448	0.7	0.005	0.052	256.3	164.1	120	3	1	0.51	0.43	0.255	59.3%	222.3	142	1.59

In ogni caso, i collettori atti al drenaggio della zona ovest del Capannone (baie di carico) sono stati verificati anche per il Tempo di ritorno duecentennale, considerando che vi è anche la griglia di raccolta che contribuisce alla capacità di invaso:

CALCOLO PORTATE MASSIME IN TEMPO DI PIOGGIA E DIMENSIONAMENTO CONDOTTE																								
Coefficienti curva possibilità pluviometrica: a [mm] = 76.44 n = 0.47 n0 = 0.627 forma: 1 = circolare; 2 = ovoidale; 3 - 10 = personal. (D=alte																								
nome tronco	reca-pita in	lun-ghezza m	aree proprie					aree progressive			w picc. invasi m	a' m	u l/s ha	Qmax l/s	k Strick. m <sup>3</sup> /s	i m/km	for-ma	D teor. m	D scelto m	h max m	grado riemp. %	u l/s ha	Q max l/s	V max m/s
			fi = 0.9 ha	fi = 0.5 ha	ha	A tot ha	Axfi tot ha	A ha	Axfi ha	fi med														
BAIE1	BAIE2	114	0.65			0.65	0.585	0.65	0.585	0.9	0.005	0.076	387.6	251.9	120	3	1	0.60	0.43	0.384	89.3%	352.6	229	1.67
BAIE2	PARK7	230	0.67			0.67	0.603	1.32	1.188	0.9	0.005	0.076	379.2	500.5	120	3	1	0.61	0.53	0.462	87.2%	299.3	395	1.94

Come si vede le condotte, con una pendenza del 0,3%, hanno un sufficiente franco idraulico e velocità di flusso adeguate, sia per l'autolavaggio che per la sicurezza idraulica. Detta pendenza è stata definita in modo da poter scaricare a gravità in qualunque punto della rete; in particolare il collettore finale deve poter scaricare ad una quota superiore a 6 m slm (quota di fondo delle casse di compenso):

CARATTERISTICHE ALTIMETRICHE													
Sezione intermedia: inserire distanza da inizio e quota terreno di un eventuale avvallamento intermedio che può richiedere l'approfondimento della condotta. E' possibile lasciare i campi in bianco.													
nome tronco	reca-pita in	lun-ghezza m	sezione iniziale		sezione intermedia			sezione finale			ricoprim. minimo:		h max scavo m
			terreno m slm	fondo tubo m slm	distanza m	terreno m slm	fondo tubo m slm	terreno m slm	fondo tubo m slm	salto min. m	richiesto m	ottenuto m	
BAIE1	BAIE2	114	9.00	7.77				8.90	7.43		0.8	0.80	1.47
BAIE2	PARK7	230	8.90	7.36				8.00	6.67		0.8	0.80	1.54
PARK1	PARK2	103	8.00	7.17				8.00	6.86		0.4	0.40	1.14
PARK2	PARK7	103	8.00	6.86				8.00	6.55		0.6	0.61	1.45
PARK3	PARK4	103	8.00	7.30				8.00	6.99		0.4	0.40	1.01
PARK4	OUT	103	8.00	6.97				8.00	6.66		0.6	0.60	1.34
PARK5	PARK7	15	8.00	6.90				8.00	6.86		0.8	0.80	1.15
PARK6	OUT	15	8.00	6.90				8.00	6.86		0.8	0.80	1.15
PARK7	OUT	22	8.00	6.40				8.00	6.33		0.8	0.80	1.67
OUT		120	8.00	6.23				8.00	5.99		0.8	0.97	2.01
PARKa1	PARKa3	250	9.00	7.90				9.00	7.15		0.8	0.80	1.85
PARKa3		28	9.00	6.35				7.50	6.27		0.8	0.80	2.65

Dalla precedente tabella si vede che vi è poco franco di sicurezza sui collettori longitudinali del Parcheggio Tir (lato nord); questi dovranno essere protetti da una soletta in c.a., posta subito sotto il conglomerato bituminoso del parcheggio, delle seguenti dimensioni minime:

- Spessore: 20 cm minimo;
- Larghezza: 200 cm a cavallo dell'asse della tubazione;
- Armatura minima:  $\Phi 18 / 20''$ .

## 5. Trattamento AMPP

Le acque delle Baie di carico e del parcheggio Tir saranno sottoposte a trattamento della "Prima pioggia"; a tal fine è prevista una vasca di accumulo temporaneo della capacità di 140 mc, prima del recapito finale, dotata di sezione di sedimentazione e sezione di filtraggio;

### Volume vasca:

La capacità della vasca è dimensionata per contenere i primi 5 mm di pioggia, considerati carichi di inquinanti accumulati sul suolo nel tempo; la superficie del bacino drenato dalla rete è di 2,8 ha, come si vede dai calcoli precedenti; pertanto si ha:

$$V = 28000 * 0,005 = 140 \text{ mc.}$$

Un pozzetto partitore idraulico, a monte della vasca, provvederà a deviare i due flussi.

## 6. Conclusioni

Lo scarico finale delle acque meteoriche avverrà, tramite le vasche di compenso, nell'Antifossetto, previa laminazione delle portate a cura delle vasche medesime la cui capacità di 42000 mc è ampiamente sufficiente alla garanzia dell'invarianza idraulica.

Dette casse sono, infatti, dimensionate per la compensazione idraulica mentre per la semplice invarianza idraulica è sufficiente un volume molto inferiore come di seguito calcolato, assumendo un valore di 500 mc/ha di volume specifico di laminazione :

- Superficie impermeabile = 20 ha
- Volume di compenso = 500 mc/ha \* 20 = 10000 mc.