



AGENZIA DEL DEMANIO



Agenzia del Demanio

Via Barberini, 38 - 00187 Roma

PROGETTISTA

POLIline Srl

+39 011 0466949

info@poliline.it

Corso Marconi, 20, Torino (TO)

PROGETTO

Ex Aula Bunker

SEDE PROGETTO

Via al Bassone, Como (CO)

*Progettista architettonico*  
Arch. Andrea PALEARI

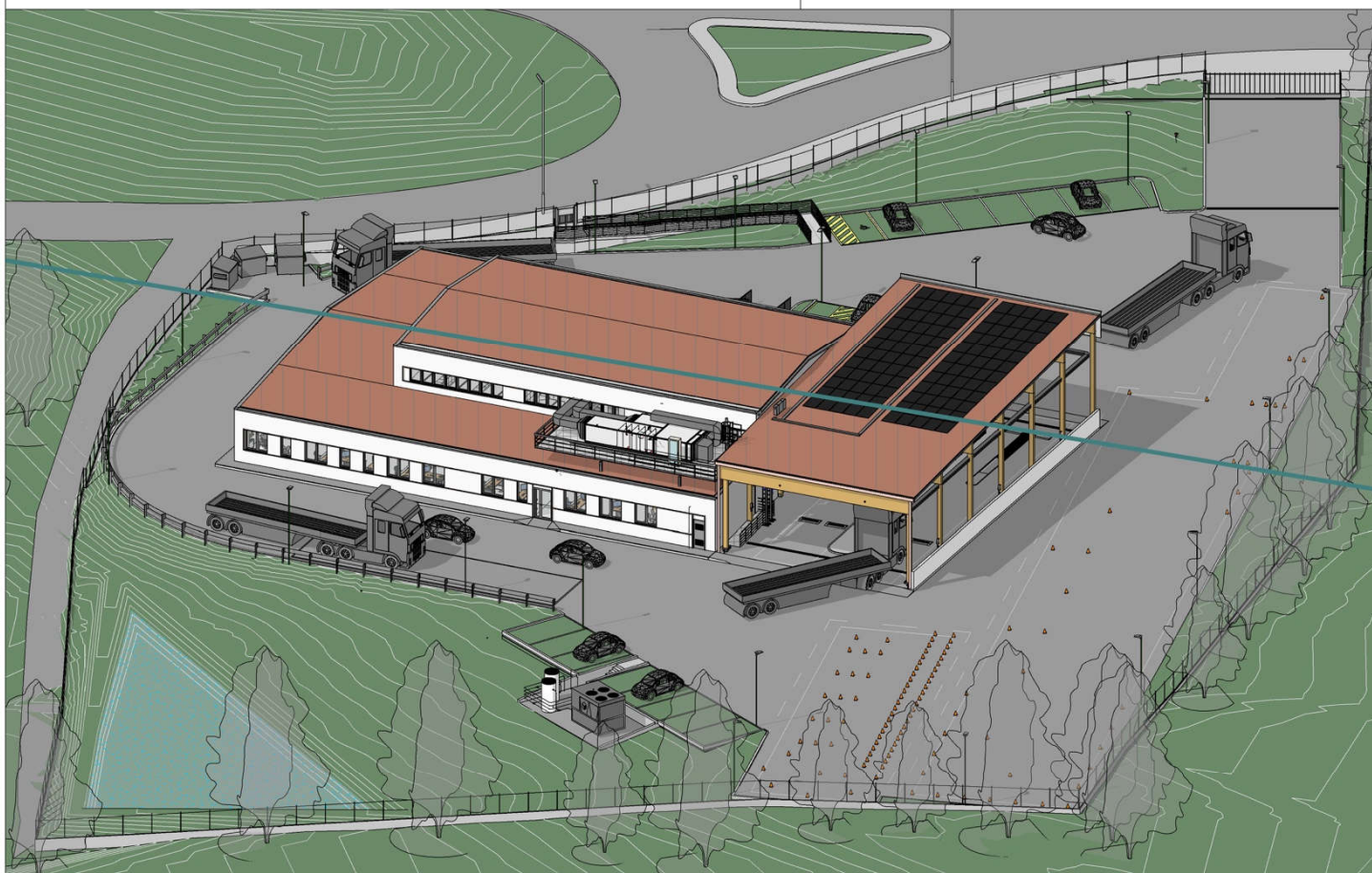
*Prevenzione incendi*  
Arch. Anna TAPPERO

*Geologo*  
Dott. Geol. Marco NOVO

*Progettista strutture*  
Ing. Paolo BARD

*Progettista impianti meccanici*  
Ing. Maurizio LANCINI

*Progettista impianti elettrici*  
Ing. Pierfausto VALZELLI



TITOLO

Progetto Esecutivo

Relazione tecnica per il  
dimensionamento delle reti esterne

NUMERO DISEGNO

COB0331-ADM-CF0000001-  
XX-RP-A-EA0009

REV

2

15/06/2021

TAVOLA

RA.11



## Sommario

<b>Capitolo 1. Premessa</b> .....	<b>4</b>
<b>Capitolo 2. Reti di scarico acque meteoriche</b> .....	<b>9</b>
2.1. NORME DI RIFERIMENTO.....	9
2.2. PORTATA DI SCORRIMENTO DI ACQUE METEORICHE .....	9
2.3. INTENSITÀ DI PRECIPITAZIONE, R .....	9
2.4. VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI RIDUZIONE K.....	10
2.5. CAPACITÀ IDRAULICA DELLE CONNESSIONI DI SCARICO.....	10
2.6. DIMENSIONAMENTO RETI DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE - Coperture.....	12
2.6.1 SUPERFICI DI CALCOLO .....	12
2.6.2 PORTATA D'ACQUA DELLE COPERTURE.....	12
2.6.3 DIMENSIONAMENTO GRONDE A SEZIONE RETTANGOLARE.....	13
Verifica del dimensionamento delle gronde – corpo basso .....	15
Verifica del dimensionamento delle gronde – corpo rialzato.....	15
Verifica del dimensionamento delle Gronde – Tettoia.....	16
2.6.4 PLUVIALI.....	17
2.1. DIMENSIONAMENTO RETI DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE - Piazzali.....	18
2.1.1 INTENSITÀ PLUVIOMETRICA .....	19
2.1.2 DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI DELLE ACQUE METEORICHE.....	19
2.1.3 STIMA DELLE PORTATE REFLUE BIANCHE PRODOTTE DALLA RETE.....	19
Verifica dimensionamento condotta.....	21
2.1.4 POZZETTI DI ISPEZIONE.....	22
2.1.5 CADITOIE.....	22
2.1.6 CHIUSINI.....	22
<b>Capitolo 3. Reti di scarico acque nere</b> .....	<b>23</b>
3.1. NORME DI RIFERIMENTO.....	23
3.2. CALCOLO DELLE PORTATE .....	23
<b>Capitolo 4. Dimensionamento vasca di prima pioggia</b> .....	<b>24</b>
4.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	24
4.2. IL SISTEMA DI ACCUMULO.....	24
<b>Capitolo 5. Allaccio alla rete comunale</b> .....	<b>26</b>

## Capitolo 1. Premessa

La presente relazione di calcolo illustra il progetto di dimensionamento della rete di scarico delle acque meteoriche e acque reflue relativo agli interventi di Ristrutturazione edilizia dell'Ex Aula Bunker" sita in Via al Bassone nel Comune di Como (Figura 1).

Il progetto presenta tre reti distinte: due dedicate alla raccolta di acque meteoriche ed una rete di fognature per le acque nere e grigie.

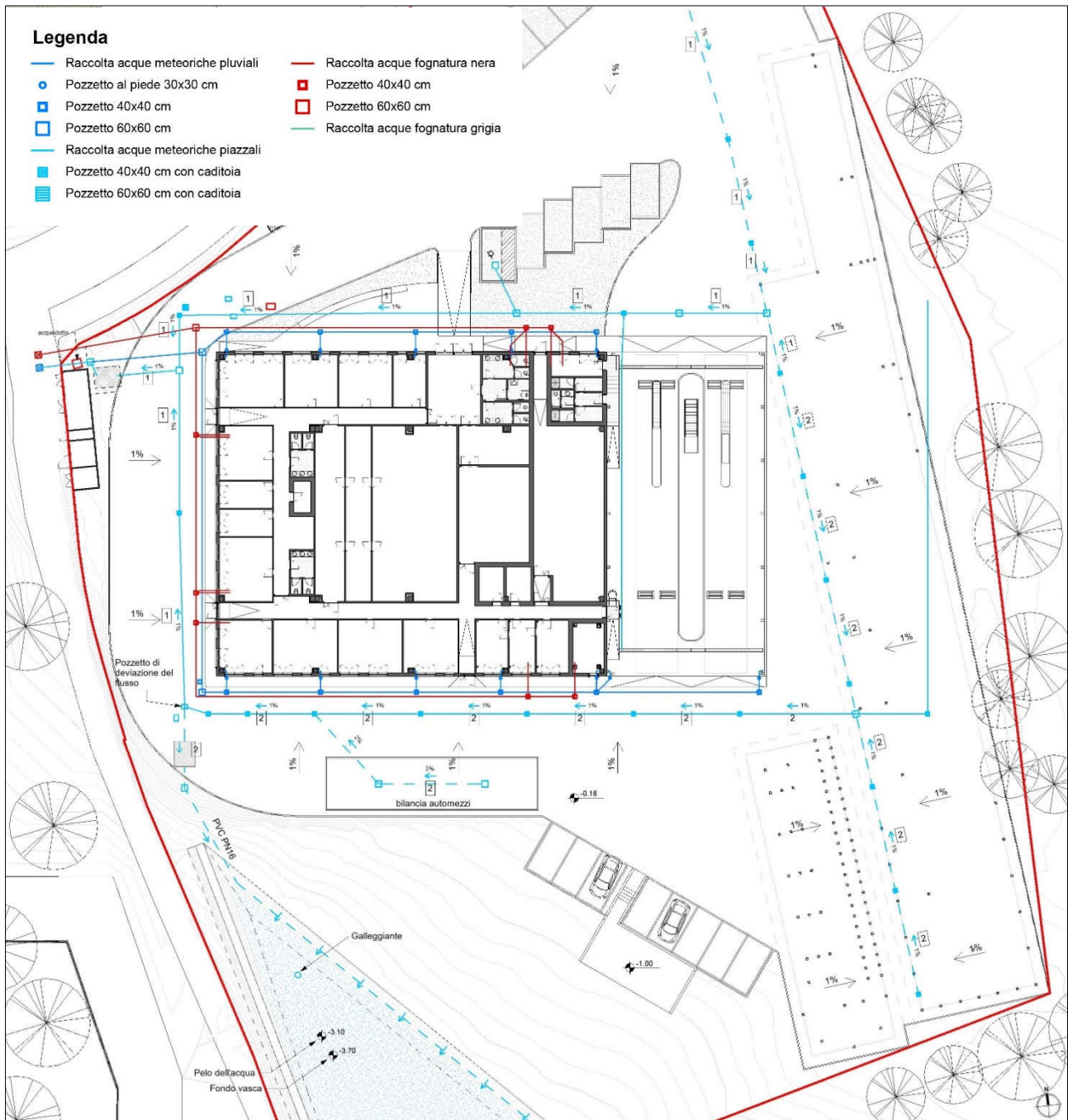


Figura 1. Schema della rete di smaltimento acque – Fuori scala



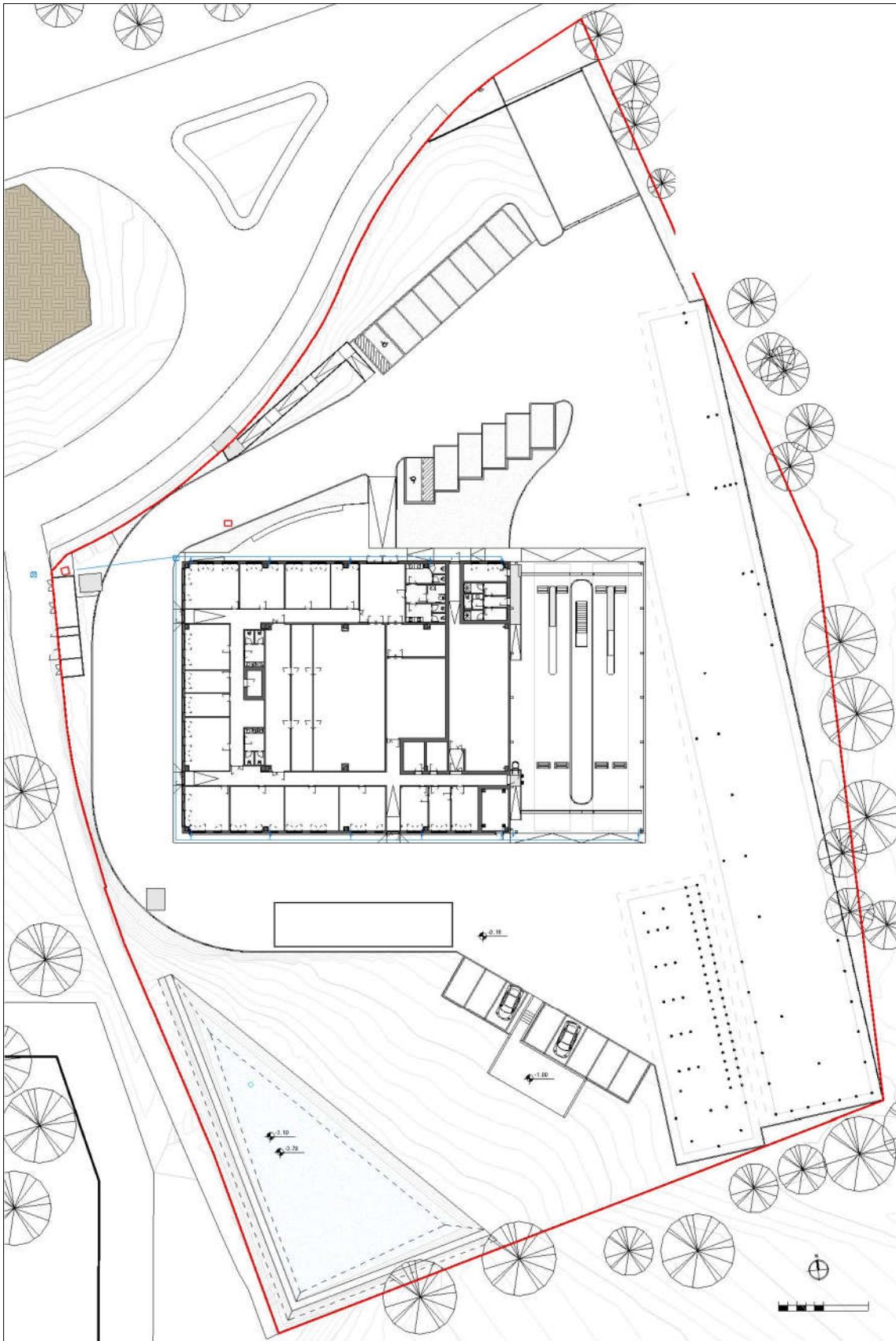


Figura 2. Schema rete di raccolta acque meteoriche pluviali

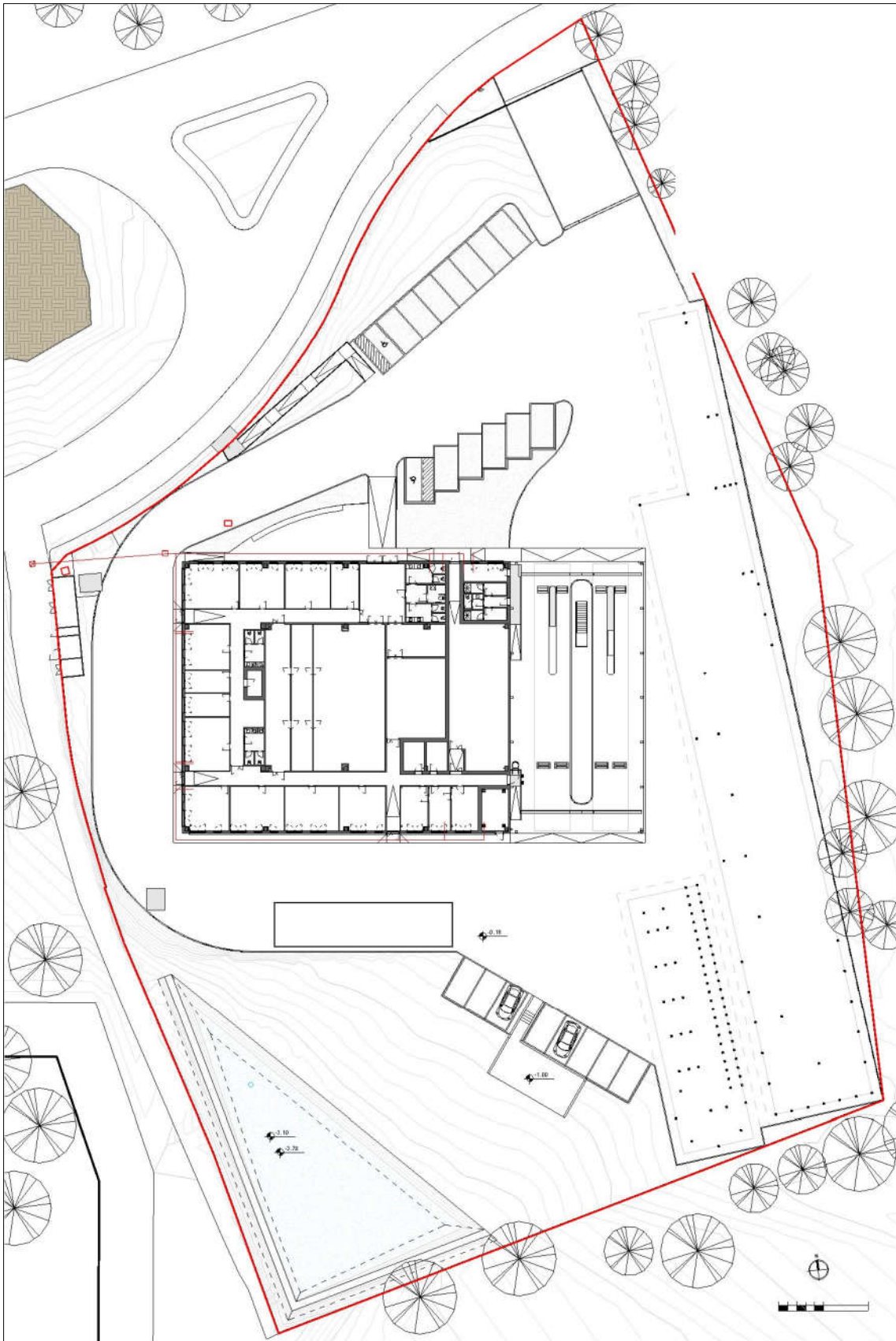
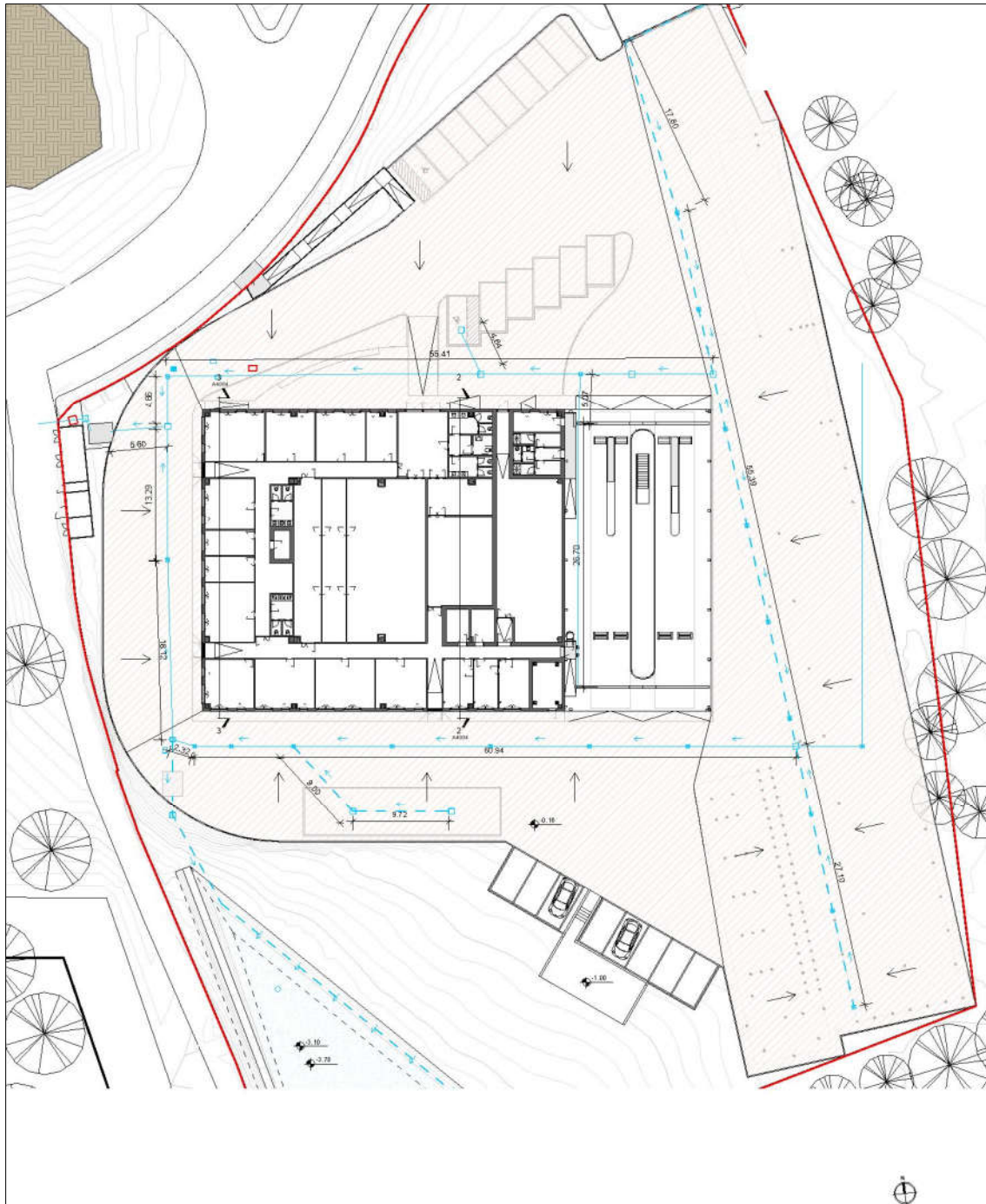


Figura 3. Schema rete di raccolta acque reflue





**Figura 4.** Schema rete di raccolta acque meteoriche piazzali

Per quanto riguarda la rete di raccolta delle acque meteoriche dei piazzali, essa è divisa in due tratti principali (Figura 1):

- rete 1, relativa alla superficie dei piazzali esistenti, ovvero quelli siti sul lato nord ed ovest rispetto al fabbricato, comprese le modifiche nello stato di progetto;
- rete 2, relativa alla superficie dei piazzali in ampliamento, ovvero quelli siti sul lato est e sud rispetto al fabbricato.

La rete 1, in seguito alla raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia, insieme alla rete di raccolta delle acque meteoriche della copertura confluiranno direttamente nella rete di raccolta comunale.

La rete 2, invece, in seguito alla raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia, confluirà nel bacino di laminazione e infiltrazione sito nella parte più depressa del lotto di intervento, ovvero nella

parte sud-ovest. Si precisa che la superficie effettivamente in ampliamento è minore della superficie considerata. La conformazione del sistema è stata progettata con la finalità di ottemperare a quanto prescritto dal Regolamento Regionale 23 Novembre 2017 n.7 della Regione Lombardia, in merito all'invarianza idraulica ed idrologica.

La progettazione delle opere di invarianza idraulica è illustrata nella Relazione di invarianza RA.10. Tutte le opere relative alle reti esterne di raccolta delle acque sono illustrate nella tavola Ae.27.



## Capitolo 2. Reti di scarico acque meteoriche

### 2.1. NORME DI RIFERIMENTO

**UNI EN 12056-3:2001** – Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo

### 2.2. PORTATA DI SCORRIMENTO DI ACQUE METEORICHE

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

### 2.3. INTENSITÀ DI PRECIPITAZIONE, R

Quando esistono dati statistici affidabili circa frequenza, intensità e durata delle precipitazioni, l'intensità di precipitazione r da utilizzare nella formula precedente deve essere scelta considerando il genere e la destinazione d'uso dell'edificio ed in modo appropriato al grado di rischio accettabile.

COMUNE	anno	Rmax 1h	Rmax 3h	Rmax 12h
COMO_VILLAGENO	2005	25.8	49	58.6
COMO_VILLAGENO	2006	33.2	39.4	82.8
COMO_VILLAGENO	2007	20.2	25.8	39.4
COMO_VILLAGENO	2008	45	63.6	100.6
COMO_VILLAGENO	2009	<b>47.2</b>	<b>71.8</b>	74
COMO_VILLAGENO	2010	37.6	49.8	<b>104.4</b>
COMO_VILLAGENO	2011	25.6	31.2	65.4

**Figura 5.** Dati sulle precipitazioni fino all'ultimo anno disponibile della stazione di Villa Geno (7 km dal sito di progetto)

Salvo quando diversamente richiesto da tali specifiche, l'intensità minima deve essere moltiplicata per un coefficiente di rischio riportato nella Figura 6, ottenendo in tal modo l'intensità di precipitazione r da utilizzare nella formula della portata Q.

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

Figura 6. Coefficienti di rischio

#### 2.4. VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI RIDUZIONE K

Il coefficiente di riduzione K dipende da numerosi elementi in relazione alle caratteristiche della pioggia e del bacino di impluvio, secondo la tabella riportata di seguito:

Caratteristiche superficie	K
Inclinata con tegole	1
Piana cemento	0,8
Piana erbosa	0,3
Piana ghiaia	0,6
Piana mattonelle	1

Figura 7. Valori del coefficiente di riduzione K in base alla superficie

Nella proposta progettuale la copertura è inclinata in lamiera grecata verniciata, per cui è assumibile un valore di K=1.

Data la presenza di due reti distinte per la raccolta delle acque meteoriche, una relativa ai piazzali ed una relativa all'edificio, saranno calcolati due Q differenti.

#### 2.5. CAPACITÀ IDRAULICA DELLE CONNESSIONI DI SCARICO

Si riportano di seguito le capacità delle connessioni di scarico calcolate mediante la formula di Colebrook-White, utilizzando un coefficiente di scabrezza  $k_b = 1,0$  mm ed un coefficiente di viscosità dell'acqua pura  $\nu = 1,31 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

Capacità di collettori di scarico con grado di riempimento del 70% ( $h/d = 0,7$ ).

Pendenza	DN 100		DN 125		DN 150		DN 200		DN 225		DN 250		DN 300	
	$Q_{max}$	$v$	$Q_{max}$	$V$	$Q_{max}$	$v$	$Q_{max}$	$v$	$Q_{max}$	$v$	$Q_{max}$	$V$	$Q_{max}$	$v$
cm/m	l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	M/s	l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	m/s
0,50	2,9	0,5	4,8	0,6	9,0	0,7	16,7	0,8	26,5	0,9	31,6	1,0	56,8	1,1
1,00	4,2	0,8	6,8	0,9	12,8	1,0	23,7	1,2	37,6	1,3	44,9	1,4	80,6	1,6
1,50	5,1	1,0	8,3	1,1	15,7	1,3	29,1	1,5	46,2	1,6	55,0	1,7	98,8	2,0
2,00	5,9	1,1	9,6	1,2	18,2	1,5	33,6	1,7	53,3	1,9	63,6	2,0	114,2	2,3
2,50	6,7	1,2	10,8	1,4	20,3	1,6	37,6	1,9	59,7	2,1	71,1	2,2	127,7	2,6
3,00	7,3	1,3	11,8	1,5	22,3	1,8	41,2	2,1	65,4	2,3	77,9	2,4	140,0	2,8
3,50	7,9	1,5	12,8	1,6	24,1	1,9	4,5	2,2	70,6	2,5	84,2	2,6	151,2	3,0
4,00	8,4	1,6	13,7	1,8	25,8	2,1	47,6	2,4	75,5	2,7	90,0	2,8	161,7	3,2
4,50	8,9	1,7	14,5	1,9	27,3	2,2	50,5	2,5	80,1	2,8	95,5	3,0	171,5	3,4
5,00	9,4	1,7	15,3	2,0	28,8	2,3	53,3	2,7	84,5	3,0	100,7	3,1	180,8	3,6

Figura 8. Estratto Tabella 9 norma UNI - capacità delle connessioni di scarico relazionata alle dimensioni delle condotte

dove:

$Q_{max}$  è la capacità di collettori di scarico (l/s);  
 $v$  è la velocità (m/s).

Per il dimensionamento della condotta suborizzontale in base ai parametri descritti precedentemente è stata utilizzata la seguente tabella.

Riempimento = 70%		i = 0,5%		i = 1%	
DN (mm)	D int (mm)	Velocità (m/sec)	Portata (m <sup>3</sup> /sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m <sup>3</sup> /sec)
125					
160	153	0,719	0,010	1,017	0,014
200	192	0,835	0,018	1,181	0,025
250	240	0,969	0,033	1,371	0,046
315	302	1,130	0,060	1,599	0,085
400	383	1,326	0,114	1,875	0,162
500	479	1,539	0,207	2,176	0,293
630	604	1,795	0,384	2,539	0,544

Figura 9. Dimensionamento condotte suborizzontali



## 2.6. DIMENSIONAMENTO RETI DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE - Coperture

### 2.6.1 SUPERFICI DI CALCOLO

Le superfici di raccolta delle acque meteoriche dalla copertura dell'edificio sono divise come illustrato nella Figura 10.

La copertura del fabbricato principale (di colore blu), presenta una copertura a due falde, con struttura portante in tegole a doppio "T" e manto di copertura in lamiera grecata coibentata. La pendenza delle falde è pari a circa 10%. Le gronde sono posizionate sui lato nord e sud sia per il corpo di fabbrica basso (1a e 1b) perimetrale sia per il corpo rialzato (2a e 2b).

La copertura della tettoia (di colore verde), presenta una copertura a unica pendenza, pari a circa 5,50%, e la gronda sul lato sud rispetto al fabbricato. La struttura è costituita da telaio in legno lamellare e manto di copertura in lamiera grecata coibentata.

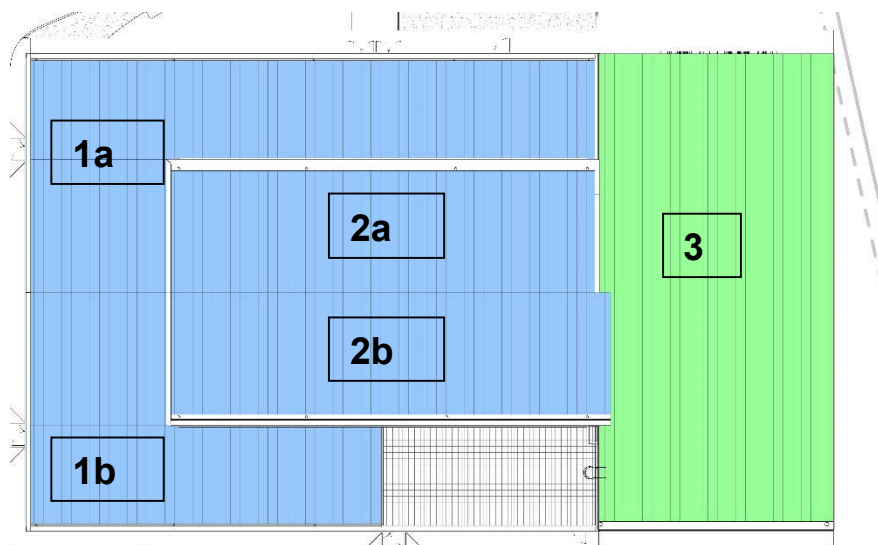


Figura 10. Coperture dell'edificio

### 2.6.2 PORTATA D'ACQUA DELLE COPERTURE

Con riferimento alla Figura 5 si ipotizza come valore di progetto una precipitazione massima pari a 47,20 mm per 60 minuti, ricavando l'intensità pluviometrica pari a:

$$r=0.048 \text{ [l/s m}^2\text{]}.$$

Il coefficiente di scorrimento per le superfici inclinate con tegole **C=1**

Tabella 1. Portata d'acqua meteorica delle falde di coperture

AREA	Superficie proiettata [m <sup>2</sup> ]	Superficie captante A [m <sup>2</sup> ]	Intensità pluviometrica r [l/s m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di scorrimento C [-]	Coefficiente di rischio K [-]	Portata Q <sub>cop</sub> [l/s]
Copertura 1a	304	305,2	0,048	1	0,9	<b>14,65</b>
Copertura 1b	304	305,2	0,048	1	0,9	<b>14,65</b>
Copertura 2a	217,4	218,3	0,048	1	0,9	<b>10,48</b>
Copertura 2b	217,4	218,3	0,048	1	0,9	<b>10,48</b>
Copertura 3	451	455,6	0,048	1	0,9	<b>21,87</b>

### 2.6.3 DIMENSIONAMENTO GRONDE A SEZIONE RETTANGOLARE

Ipotizzando un'altezza di progetto della gronda per le coperture pari a 100 [mm], secondo la tabella seguente si otterrà un'altezza teorica dell'acqua  $W= 75$  [mm] con dimensioni minime di bordo libero  $a= 25$  [mm].

$$Q_L = 0,9 * Q_N$$

dove:

$Q_L$	capacità di progetto di canali di gronda [l/s]	
$Q_N$	capacità nominale di un canale di gronda calcolato come:	
	$Q_{SE} * F_d * F_s$	[l/s]
0,9	coefficiente di sicurezza [-]	
$Q_{SE}$	capacità equivalente di un cornicione di gronda quadrato [l/s]	
	$3,48 * 10^{-5} * A_E^{1,25}$	
$A_E$	sezione trasversale totale del canale di gronda [mm <sup>2</sup> ]	
$F_d$	coefficiente di profondità [-]	0,85
$F_s$	coefficiente di forma [-]	1

#### Dimensioni minime di bordo libero di canale di gronda per compluvi e parapetti

Altezza della grondaia compreso il bordo libero $Z$ (mm)	Dimensioni minime di bordo libero (mm)
Minore di 85	25
Da 85 a 250	0,3 $Z$
Maggiore di 250	75

Figura 11. Dimensioni minime di bordo libero

Data la formula per ricavare la capacità nominale del canale di gronda:

$$Q_N = Q_{SV} * F_D * F_S$$

Con una larghezza della sezione rettangolare assunta pari a  $S= 300$  [mm], e quindi una sezione trasversale del canale di gronda sotto al bordo libero  $A_w= 22500$  [mm<sup>2</sup>], è possibile calcolare  $Q_{SV}$  mediante la formula  $Q_{SV} = 3.89 * 10^{-5} * A_w^{1,25}$ :

$$Q_{SV} = 10.72$$
 [l/s]

I coefficienti di altezza  $F_d$  e di forma  $F_s$  vengono determinati dai seguenti grafici:

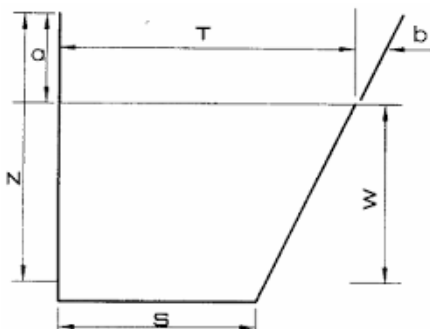


figura 5 **Coefficiente di altezza,  $F_d$**

Legenda

- a Coefficiente di altezza  $F_d$
- b  $W/T$

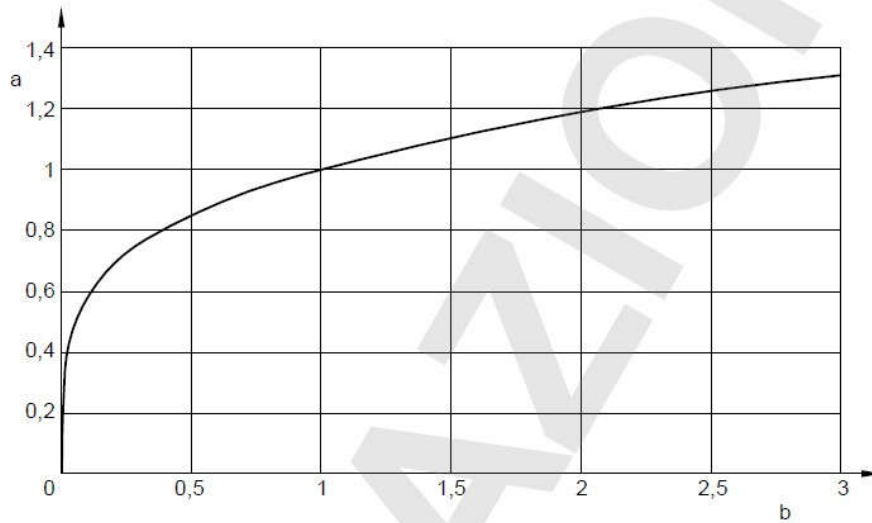


Figura 12. Coefficiente di altezza  $F_d$

figura 6 **Coefficiente di forma,  $F_s$**

Legenda

- a Coefficiente di forma  $F_s$
- b  $S/T$

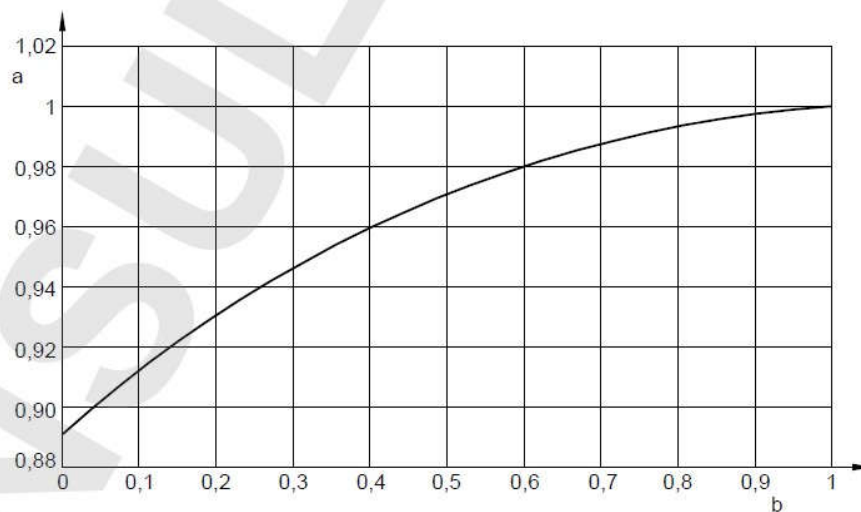


Figura 13. Coefficiente di forma  $F_s$

Assumendo  $F_s= 1$  e  $F_d= 0.7$ , si ottiene la capacità nominale del canale di gronda:

$$Q_N= 7.50 \text{ [l/s]}$$

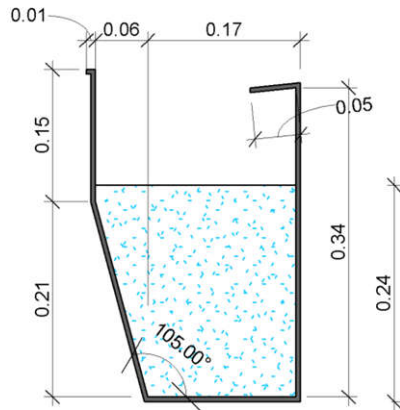
La capacità nominale moltiplicata per il coefficiente di rischio  $K = 0.9$  determina la capacità di progetto dei canali di gronda rettangolari:

$$Q_L= 6.75 \text{ [l/s]}$$



*Verifica del dimensionamento delle gronde – corpo basso*

La gronda del corpo di fabbrica basso perimetrale al fabbricato, relative alle porzioni di copertura 1a e 1b, di tipo Tg1 come illustrato nella tavola Ae.26, presenta le seguenti dimensioni:



$$H_{\text{gronda}} = 340 \text{ mm}$$

$$H_{\text{acqua}} = 238 \text{ mm (0,7 } H_{\text{gronda}})$$

Con l'altezza di progetto della gronda pari a 340 [mm], secondo la tabella seguente si otterrà un'altezza teorica dell'acqua pari a 238 [mm] (pari al 70%) con dimensioni minime di bordo libero pari a 102 [mm].

Applicando le equazioni ed i prospetti del Sottocapitolo 2.6.3 si ottengono:

$$A_E = 45.000 \quad [\text{mm}^2]$$

$$Q_{SE} = 22,41 \quad [\text{l/s}]$$

$$F_d = 1,04 \quad [-]$$

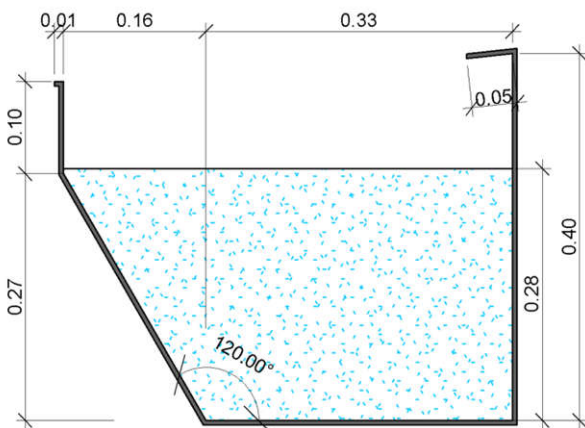
$$F_s = 0,74 \quad [-]$$

$$Q_N = 17,55 \quad [\text{l/s}]$$

$$Q_{L,Tg1} = 15,80 \quad [\text{l/s}]$$

*Verifica del dimensionamento delle gronde – corpo rialzato*

La gronda del corpo di fabbrica basso perimetrale al fabbricato, relative alle porzioni di copertura 2a e 2b, di tipo Tg2 come illustrato nella tavola Ae.26, presenta le seguenti dimensioni:



$$H_{\text{gronda}} = 400 \text{ mm}$$

$$H_{\text{acqua}} = 280 \text{ mm (0,7 } H_{\text{gronda}})$$

Con l'altezza di progetto della gronda pari a 400 [mm], secondo la tabella seguente si otterrà un'altezza teorica dell'acqua pari a 280 [mm] (pari al 70%) con dimensioni minime di bordo libero pari a 120 [mm].

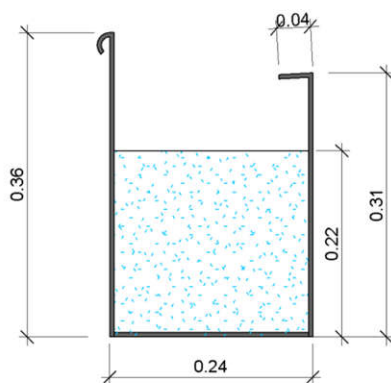
Applicando le equazioni ed i prospetti del Sottocapitolo 2.6.3 si ottengono:

$$\begin{aligned} A_E &= 114.800 & [\text{mm}^2] \\ Q_{SE} &= 73,54 & [\text{l/s}] \\ F_d &= 0,57 & [-] \\ F_s &= 0,67 & [-] \\ Q_N &= 28,30 & [\text{l/s}] \end{aligned}$$

$$Q_{L,Tg2} = 25,47 \quad [\text{l/s}]$$

#### Verifica del dimensionamento delle Gronde – Tettoia

La gronda del corpo di fabbrica basso perimetrale al fabbricato, relative alle porzioni di copertura 3, di tipo Tg3 come illustrato nella tavola Ae.26, presenta le seguenti dimensioni:



$$\begin{aligned} H_{gronda} &= 315 \text{ mm} \\ H_{acqua} &= 220 \text{ mm} (0,7 H_{gronda}) \end{aligned}$$

Con l'altezza di progetto della gronda pari a 315 [mm], secondo la tabella seguente si otterrà un'altezza teorica dell'acqua pari a 220 [mm] (pari al 70%) con dimensioni minime di bordo libero pari a 95 [mm].

Applicando le equazioni ed i prospetti del Sottocapitolo 2.6.3 si ottengono:

$$\begin{aligned} A_E &= 72.500 & [\text{mm}^2] \\ Q_{SE} &= 27,85 & [\text{l/s}] \\ F_d &= 0,92 & [-] \\ F_s &= 1,00 & [-] \\ Q_N &= 25,53 & [\text{l/s}] \end{aligned}$$

$$Q_{L,Tg3} = 22,98 \quad [\text{l/s}]$$

Tabella 2. Riepilogo portate gronde copertura

	Area sezione $A_E$ [mm <sup>2</sup> ]	Portata teorica $Q_{SE}$ [l/s]	Coeff. altezza $F_d$ [-]	Coeff. forma $F_s$ [-]	$Q_{N,gronda}$ [l/s]	$Q_{L,gronda}$ [l/s]	$Q_{cop}$ [l/s]	Verifica
Copertura 1a	45.000	22,41	1,04	0,74	17,55	15,80	14,65	Verificato
Copertura 1b	45.000	22,41	1,04	0,74	17,55	15,80	14,65	Verificato
Copertura 2a	114.800	73,54	0,57	0,67	28,30	25,47	10,48	Verificato
Copertura 2b	114.800	73,54	0,57	0,67	28,30	25,47	10,48	Verificato
Copertura 3	72.500	27,85	0,92	1,00	25,53	22,98	21,87	Verificato

## 2.6.4 PLUVIALI

La portata massima di progetto dei pluviali verticali è data dal prospetto 8 seguente. Come da normativa, si considera il grado di riempimento  $f = 0.33$ .

prospetto 8 **Capacità di pluviali verticali**

Diametro interno del pluviale $d_1$ (mm)	Capacità idraulica $Q_{RWP}$ (l/s)		Diametro interno del pluviale $d_1$ (mm)	Capacità idraulica $Q_{RWP}$ (l/s)	
	Grado di riempimento $f = 0,20$	Grado di riempimento $f = 0,33$		Grado di riempimento $f = 0,20$	Grado di riempimento $f = 0,33$
50	0,7	1,7	140	11,4	26,3
55	0,9	2,2	150	13,7	31,6
60	1,2	2,7	160	16,3	37,5
65	1,5	3,4	170	19,1	44,1
70	1,8	4,1	180	22,3	51,4
75	2,2	5,0	190	25,7	59,3
80	2,6	5,9	200	29,5	68,0
85	3,0	6,9	220	38,1	87,7
90	3,5	8,1	240	48,0	110,6
95	4,0	9,3	260	59,4	137,0
100	4,6	10,7	280	72,4	166,9
110	6,0	13,8	300	87,1	200,6
120	7,6	17,4	>300	Utilizzare l'equazione di Wyly-Eaton	Utilizzare l'equazione di Wyly-Eaton
130	9,4	21,6			

Nota  
Sulla base dell'equazione di Wyly-Eaton:  
$$Q_{RWP} = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot k_b^{-0,167} \cdot d_1^{0,667} \cdot f^{1,667}$$
  
dove:  
 $Q_{RWP}$  è la capacità del pluviale, in litri al secondo (l/s);  
 $k_b$  è la scabrezza del pluviale, in millimetri (considerata 0,25 mm);  
 $d_1$  è il diametro interno del pluviale, in millimetri (mm);  
 $f$  è il grado di riempimento, definito come proporzione della sezione trasversale riempita d'acqua, adimensionale.

**Tabella 3. Dimensionamento pluviali**

	$Q_{cop.}$ [l/s]	Numero pluviali [-]	$Q_{L,pluviale}$ [l/s]	$DN_{pluviale,min}$	$DN_{pluviale,prog.}$
<b>Copertura 1a</b>	<b>14,65</b>	5	2,93	85	<b>100</b>
<b>Copertura 1b</b>	<b>14,65</b>	5	2,93	85	<b>100</b>
<b>Copertura 2a</b>	<b>10,48</b>	4	2,62	80	<b>100</b>
<b>Copertura 2b</b>	<b>10,48</b>	4	2,62	80	<b>100</b>
<b>Copertura 3</b>	<b>21,87</b>	2	10,94	140	<b>140</b>



## 2.1. DIMENSIONAMENTO RETI DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE - Piazzali

La rete di drenaggio si compone di 14 collettori, lo schema della rete è riportato nella figura sottostante, il punto di raccolta dei collettori, è individuato nella parte a nord ovest, per tutta la rete, ad eccezione dei collettori della "Rete 2", che terminano all'interno di una vasca di prima pioggia che scarica all'interno del bacino di laminazione e filtrazione (trattato all'interno della Relazione di invarianza idraulica). La condotta di progetto (Rete 1), termina quindi all'interno di una vasca di prima pioggia, perché siano sottoposte a pretrattamenti volti ad abbattere le sostanze inquinanti prodotte dal traffico veicolare. Le acque provenienti dalle coperture dei fabbricati fanno parte di un percorso distinto da quello delle acque di dilavamento dei piazzali.

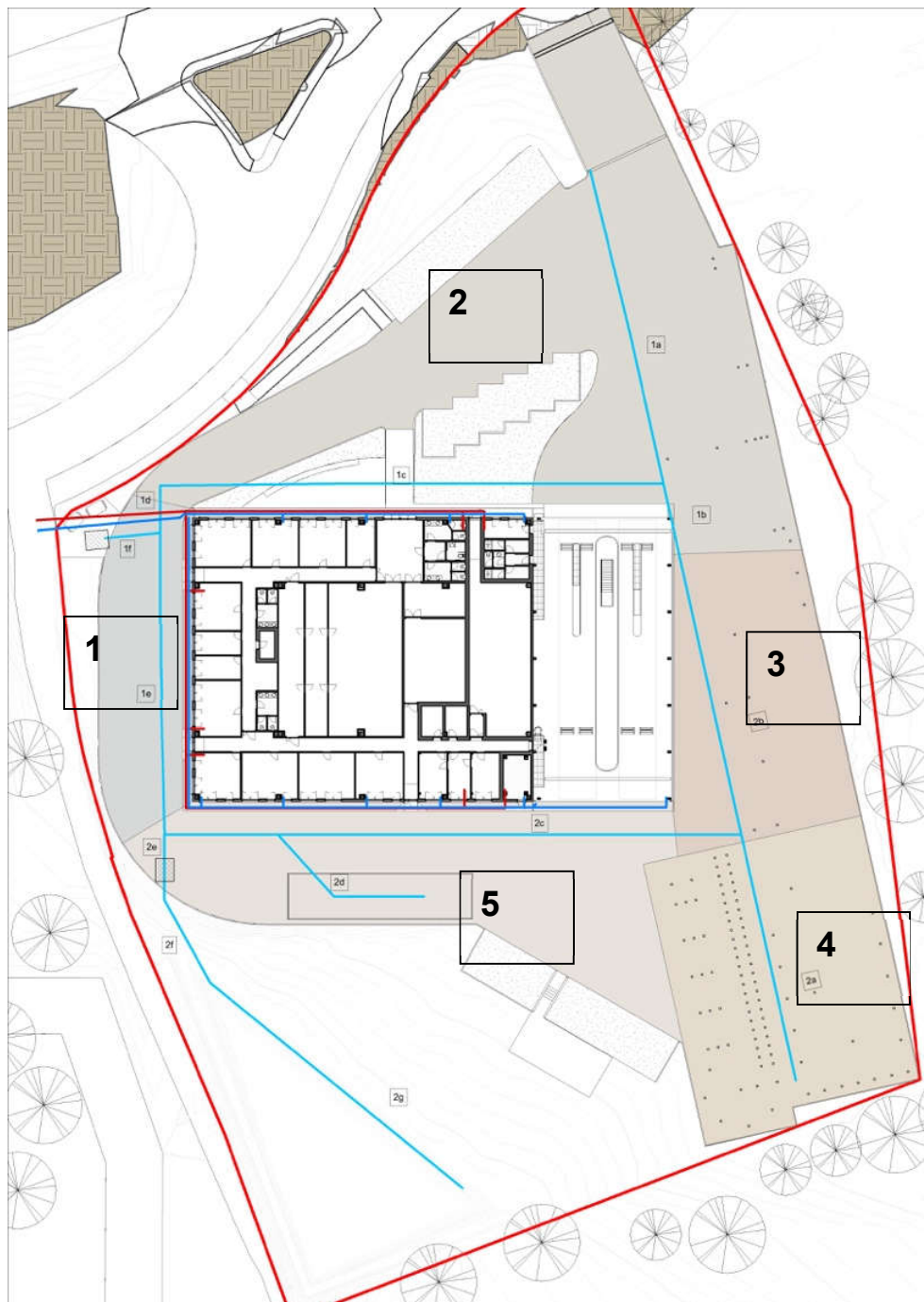


Figura 14. Schema delle superfici captanti del piazzale

### 2.1.1 INTENSITÀ PLUVIOMETRICA

Come unità di misura delle acque pluviali si adotta l'intensità pluviometrica, espressa in l/s.m<sup>2</sup>. Per determinare un buon valore medio dell'intensità della pioggia ci si è basati su un periodo Z = 10 anni. L'intensità pluviometrica (i.p.) consigliata è la seguente: 0,048 l/s.m<sup>2</sup> = 2.4 l/min.m<sup>2</sup> corrispondente ad un'altezza pluviometrica (h.p.) di ~144 mm/h su proiezione orizzontale.

**Tabella 4.** Definizione coefficiente K

Genere di superficie esposta	K
Piazzali, viali, ecc., con rivestimento duro	1,0
Piazzali, viali, ecc., con ghiaietto o simile	0,6

### 2.1.2 DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI DELLE ACQUE METEORICHE

**Tabella 5.** Tabella per il dimensionamento dei tubi di acqua meteoriche, in base ai m<sup>2</sup> di superficie esposta, ai vari coefficienti K e per un'intensità pluviometrica di 0,04 l/s/m<sup>2</sup>

Ø Interno/ esterno mm	Portata Q [l/s]	Superficie massima in mq evacuabili per i.p. = 0,04 l/s/m <sup>2</sup>		
		K = 1.00	K= 0.6	K= 0.3
57/63	1,9	47	79	158
69/75	3,6	90	150	300
83/90	5,0	125	208	417
101/110	8,9	222	371	742
115/125	12,5	312	521	1042
147/160	25,0	625	1042	2083
187/200	47,0	1175	1958	3917
234/250	85,0	2125	3542	7083
295/315	157,0	3925	6542	13083

### 2.1.3 STIMA DELLE PORTATE REFLUE BIANCHE PRODOTTE DALLA RETE

La portata d'acqua dei piazzali, suddivisi come illustrato in Figura 14, è calcolata con la seguente formula, illustrata anche nel Capitolo 2.2:

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

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 del piazzale, in metri quadrati (m<sup>2</sup>);

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

C è il coefficiente di rischio.

**Tabella 6.** Porta d'acqua meteorica dei piazzali

	AREA	Superficie captante A [m <sup>2</sup> ]	Intensità pluviometrica r [l/s m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di scorrimento K [-]	Coefficiente di rischio C [-]	Portata Q <sub>pzi</sub> [l/s]
<b>Rete 1</b>	Piazzale 1	333	0,048	1,0	0,9	12,94
	Piazzale 2	1432	0,048	1,0	0,9	55,67
	<b>Totale</b>	<b>1765</b>	<b>0,048</b>	<b>1,0</b>	<b>0,9</b>	<b>68,62</b>
<b>Rete 2</b>	Piazzale 3	533	0,048	1,0	0,9	20,72
	Piazzale 5	721	0,048	1,0	0,9	28,03
	Piazzale 5	836	0,048	1,0	0,9	32,50
	<b>Totale</b>	<b>2090</b>	<b>0,048</b>	<b>1,0</b>	<b>0,9</b>	<b>81,25</b>

All'interno della seguente relazione di calcolo vengono prese in considerazione le acque provenienti esclusivamente dai piazzali. Le tubazioni sono predisposte in p.v.c. rigido per fognature, per condotte di scarico interrare.

La verifica ed il dimensionamento della tubazione è stata eseguita utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = \chi \cdot A \cdot R \cdot i$$

dove

- Q è la portata che transita nella tubazione considerata [m<sup>3</sup>/s];
- A è l'area bagnata [m<sup>2</sup>]
- R raggio idraulico [m]
- i la pendenza della tubazione;
- X il coefficiente di resistenza [m<sup>1/2</sup>/s] che secondo la formula di Strickler vale:  $X = k_s \cdot R^{-1/6}$

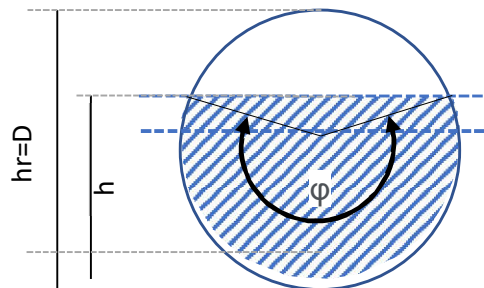
Dove  $k_s$ , è il coefficiente di scabrezza che in tal caso è stato assunto pari a 90 m<sup>1/3</sup>/s.

I criteri utilizzati per la verifica sono i seguenti:

- 0,50 m/s < V < 5,00 m/s;
- Rapporto di riempimento non deve essere maggiore di h/D= 0,8;

dove:

- V è la velocità dell'acqua nella tubazione;
- h è l'altezza d'acqua nella tubazione;
- D è il diametro della tubazione.



Essendo nota la portata dei piazzali, calcolata precedentemente, il coefficiente di scabrezza  $K$ , e la pendenza della tubazione  $i$ , ovvero 0,5% si ricava, con procedimento iterativo, l'altezza d'acqua nella tubazione e le altre grandezze geometriche ( $A$ ,  $R$ ) in funzione del diametro della tubazione che viene, in prima battuta, ipotizzato, per poi essere verificato con i criteri esposti sopra.

Assumiamo quindi come coefficiente di riduzione dell'intensità pluviometrica: **K=1,00**, in quanto i piazzali sono sistemati con materiali duri, dalla tabella riportata alla Fig. 12, risultano da una prima ipotesi i seguenti diametri:

- **1a; 1b; 1c = Ø 234/250** (consente di evacuare una superficie di 2125 mq < della superficie del piazzale 4 di 1432 mq)
- **1d; 1e; 1f; 2b= Ø 147/160** (consente di evacuare una superficie di 625 mq < della superficie del piazzale 1 di 333 mq)
- **1g; 2a; 2c; 2d; 2e; 2f; 2g = Ø 234/250** (consente di evacuare una superficie di 1175 mq < della superficie del piazzale 5 di 836 mq)

Ipotizzando questi diametri per le tubazioni è possibile calcolare l'area effettiva dopo aver impostato:

Area bagnata con  $h = D \cdot 0,8$ ,

Raggio idraulico =  $A_{\text{bagnata}}/P_b$

**Tabella 7.** Determinazione raggio area bagnata della tubazione

	Tratto lunghezza (m)	Q (Portata d'acqua [m <sup>3</sup> /s])	X [m <sup>1/2</sup> /s]	Ø Interno/ esterno [mm]	A (mm <sup>2</sup> )	i [%]	R [mm]
<b>1a</b>	34,66	0,05567	55,33	234 / 250	37264,6	0,05	<b>54</b>
<b>1b</b>	7,94	0,05567	55,33	234 / 250	37264,6	0,05	<b>54</b>
<b>1c</b>	54,24	0,05567	55,33	234 / 250	37264,6	0,05	<b>54</b>
<b>1d</b>	5,07	0,01294	51,47	147 / 160	14789	0,05	<b>35</b>
<b>1e</b>	32,47	0,01294	51,47	147 / 160	14789	0,05	<b>35</b>
<b>1f</b>	5,91	0,01294	51,47	147 / 160	14789	0,05	<b>35</b>
<b>1g</b>	4,32	0,03430	53,47	187 / 200	29158	0,05	<b>44</b>
<b>Tot.</b>	<b>144,61</b>						
<b>2a</b>	27,10	0,02803	53,47	187 / 200	23829	0,05	<b>44</b>
<b>2b</b>	30,73	0,02072	51,47	147 / 160	23680	0,05	<b>35</b>
<b>2c</b>	62,12	0,03250	53,47	187 / 200	27628	0,05	<b>44</b>
<b>2d</b>	18,72	0,03250	53,47	187 / 200	27628	0,05	<b>44</b>
<b>2e</b>	7,06	0,03250	53,47	187 / 200	27628	0,05	<b>44</b>
<b>2f</b>	10,21	0,02708	53,47	187 / 200	23020	0,05	<b>44</b>
<b>2g</b>	35,00	0,02708	53,47	187 / 200	23020	0,05	<b>44</b>
<b>Tot.</b>	<b>189,94</b>						

La rete fognaria "acque bianche" in progetto sarà costituita da tubazioni in PVC per fognatura tipo SN2 con diametro da 250mm, con una pendenza pari allo 0,5%, i cui tronchi sono intervallati da pozzetti d'ispezione quadrati prefabbricati in calcestruzzo, posti ad una distanza inferiore a 10 metri, identificati nella tavola Ae.27. La condotta è suddivisa in due reti, la rete 1, che termina nella vasca di prima pioggia sul perimetro a Nord-Ovest, e la rete 2 che termina in una vasca di prima pioggia a Sud-Ovest, per poi defluire all'interno del bacino di laminazione.

In totale sono stati previsti 14 tratti, e per ognuno di esso è stata prevista una tubazione SN250.

#### Verifica dimensionamento condotta

La condotta di progetto, per risultare positivamente verificata, dovrà essere in grado di smaltire l'acqua meteorica ricadente nella superficie dei singoli piazzali per cui è progettata.

Il calcolo quindi viene verificato sulla portata massima della condotta, che in questo caso è stata calcolata utilizzando l'equazione di Chezy:

$$Q_{\max} = X \cdot A \cdot \sqrt{(R \cdot i)}$$

dove

Q è la portata massima che transita nella tubazione considerata [m<sup>3</sup>/s];

A è l'area bagnata [m<sup>2</sup>]

R raggio idraulico ( $A_b/P_b$ ) [m]

i la pendenza della tubazione;

X il coefficiente di resistenza [m<sup>1/2</sup>/s] che secondo la formula di Strickler vale:  $X = k_s \cdot R^{1/6}$

Dove  $k_s$ , è il coefficiente di scabrezza che in tal caso è stato assunto pari a 85 m<sup>1/3</sup>/s.

Per cui otterremo una  $Q_{\max} = 0,096 \text{ m}^3/\text{s}$ , risulta quindi verificata per le portate medie delle massime portate pari a :  $Q_{\max \text{ media}} = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### *2.1.4 POZZETTI DI ISPEZIONE*

I pozzetti di ispezione sono costituiti da elementi in cls prefabbricati, la dimensione minima dei pozzetti di ispezione quadrati è di 60x60 cm, per un'altezza di 140 cm. Tutti i pozzetti sono dotati di pioli alla marinara antiscivolo con rilievo fermapiede; saranno in acciaio inox, oppure in acciaio interamente rivestito con materiali plastici anticorrosivi, di dimensioni minime pari a 15 cm di pedata e 30 cm di larghezza e posizionati ogni 33 cm lungo le pareti del pozzetto non interessate dall'innesto delle tubazioni.

#### *2.1.5 CADITOIE*

Per la raccolta di acque meteoriche stradali le caditoie sono state predisposta ad una distanza inferiore o pari a 20m l'uno dall'altra. Tutte le caditoie dovranno essere sifonate. La dimensione minima dei pozzetti dovrà essere di 400x400 mm D400

#### *2.1.6 CHIUSINI*

Per le reti bianche sono stati predisposti dei chiusini in ghisa D400 a completamento dei pozzetti, di dimensioni 600x600 mm. Telaio, senza aletta perimetrale esterna, di forma quadrata sia alla base di appoggio che alla sommità corrispondente al livello del piano stradale.



## Capitolo 3. Reti di scarico acque nere

### 3.1. NORME DI RIFERIMENTO

**UNI EN 12056-2:2001** – Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Impianti per acque reflue, progettazione e calcolo.

Si riporta la tabella con le portate dell'intensità di scarico totale  $Q_t$  [l/s] ottenuta sommando le unità di scarico dei singoli apparecchi sanitari. Secondo la norma UNI EN12056-2, il sistema utilizzato viene classificato come **Sistema II**: Sistema di scarico con colonna di scarico unica e diramazioni di scarico di piccolo diametro. Il sistema è ventilato dalla relazione tecnica si riporta un diametro nominale dei condotti della rete esterna **DN=150 [mm]**, che verrà quindi utilizzato anche nella rete di progetto.

### 3.2. CALCOLO DELLE PORTATE

Per calcolare la portata delle acque reflue  $Q_{WW}$  si utilizza la formula:

$$Q_{tot} = K \sqrt{\sum DU}$$

Tabella 8. Portata utenze sanitarie

Utenze	n°	Unità scarico [l/s]	Unità totale [l/s]
Vasca da bagno	0	0,8	0
Bidet	0	0,5	0
Doccia	2	0,6	1,2
Lavatrice	0	0,8	0
WC capacità cassetta	10	2	20
Lavastoviglie	0	0,8	0
Lavello cucina	0	0,8	0
Lavabo	12	0,5	6
		<b>DU</b>	<b>27,2</b>

Col coefficiente di frequenza dell'utilizzo degli apparecchi **K=0.5** (uso intermittente). Si avrà dunque una portata delle acque reflue:

$$Q_{tot} = 2.61 \text{ [l/s]}$$

prospetto 7 Portata idraulica massima ( $Q_{max}$ ) e diametro nominale (DN)

$Q_{max}$ l/s	Sistema I	Sistema II	Sistema III	Sistema IV
	DN	DN	DN	DN
	Diramazione/ Ventilazione	Diramazione/ Ventilazione	Diramazione/ Ventilazione	Diramazione/ Ventilazione
0,60	*	30/30	Vedere prospetto 6	30/30
0,75	50/40	40/30		40/30
1,50	60/40	50/30		50/30
2,25	70/50	60/30		60/30
3,00	80/50**	70/40**		70/40**
3,40	90/60***	80/40****		80/40****
3,75	100/60	90/50		90/50

\* Non ammesso.  
\*\* Senza WC.  
\*\*\* Massimo due WC e cambiamenti di direzione per un totale massimo di 90°.  
\*\*\*\* Massimo un WC.

Figura 15. Estratto da UNI EN 12056-2 – portata idraulica massima e diametro nominale

Per una portata massima  $Q_{max}=3$  la norma suggerisce un diametro DN di 70/40, dunque la sezione **DN= 160 [mm]** è verificata.

## Capitolo 4. Dimensionamento vasca di prima pioggia

Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche dei piazzali prevede il loro convogliamento dalle superficie esposte alle condutture di adduzione e ai corpi recettori, il dimensionamento del sistema idraulico avviene secondo criteri geometrici che consistono nell'identificazione delle aree e nel dimensionamento della rete di deflusso delle acque.

Le superfici da computare sono quelle orizzontali pavimentate dei piazzali.

### 4.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La materia del trattamento delle acque di dilavamento di superfici impermeabili viene regolamentata dal Testo Unico Ambientale D.Lgs. n.152 del 2006, per il dimensionamento degli impianti si seguono le prescrizioni tecniche definite dal Regolamento Regionale Lombardia del 24 marzo 2006 n.4 secondo il quale:

*2. Le acque di prima pioggia e le acque di lavaggio, che siano da recapitare in corpo d'acqua superficiale ovvero sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, devono essere avviate ad apposite vasche di raccolta a perfetta tenuta, dimensionate in modo da trattenere complessivamente non meno di 50 m<sup>3</sup> per ettaro di superficie scolante (di seguito vasche di prima pioggia).*

*3. [...]la rete deve essere dimensionata sulla base degli eventi meteorici di breve durata e di elevata intensità caratteristici di ogni zona, e comunque quanto meno assumendo che l'evento si verifichi in quindici minuti e che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari ad 1 per la superficie scolante e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo ad esse contigue, escludendo dal computo le superfici incolte e quelle di uso agricolo.*

### 4.2. IL SISTEMA DI ACCUMULO

Il sistema di accumulo dimensionato per il contenimento delle acque di prima pioggia di un evento meteorico pari ai primi 5 mm di precipitazione distribuiti uniformemente sulla superficie di raccolta.

	Sup. Piazzali [m <sup>2</sup> ]	Volume Vasca [m <sup>3</sup> ]
Rete 1 (Sup. Piazzali)	1432	7,16
	333	1,65
	<b>tot</b>	<b>8,82</b>
Rete 2 (sup. Piazzali)	533	2,66
	836	4,18
	721	3,60
	<b>tot</b>	<b>10,44</b>

La vasca sarà di tipo prefabbricato monoblocco in c.a. per acque reflue, dotata di copertura carrabile traffico pesante carico 70 q/m<sup>2</sup>, come la figura riportata, o di tipologia simile di dimensioni 2,50x2,50x2,00 m.



**Figura 16.** Vasca di prima pioggia in calcestruzzo vibrato tipo

Il ciclo di trattamento si svolge attraverso fasi di decantazione, accumulo, rilancio prima pioggia, disoleazione e filtrazione a coalescenza. Le acque di prima pioggia saranno escluse dalle successive di seconda pioggia tramite la chiusura della valvola posta sulla tubazione d'ingresso acque, comandata da un galleggiante tarato a un adeguato livello o da apposita valvola di "non ritorno".

## Capitolo 5. Allaccio alla rete comunale

L'Ufficio Reti e Acque del Comune di Como ha trasmesso informazioni relative alle reti di raccolta comunale delle acque meteoriche e reflue, consistenti in planimetria con indicazione della posizione delle reti e relativi pozzetti e dati circa le dimensioni e la posizione altimetrica degli stessi.

Le reti transitano lungo Via al Bassone, salvo deviazione verso sud sulla strada di campagna che corre lungo il lato ovest del lotto di intervento.

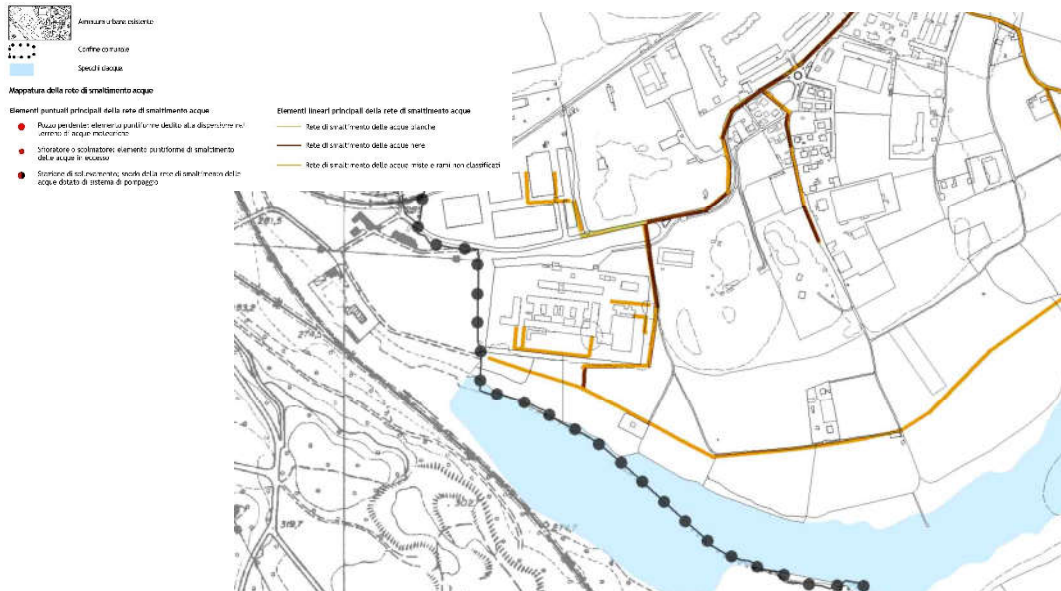


Figura 17. Estratto Tavola 7.1 del Piano dei Servizi – Rete di smaltimento delle acque – Fuori scala

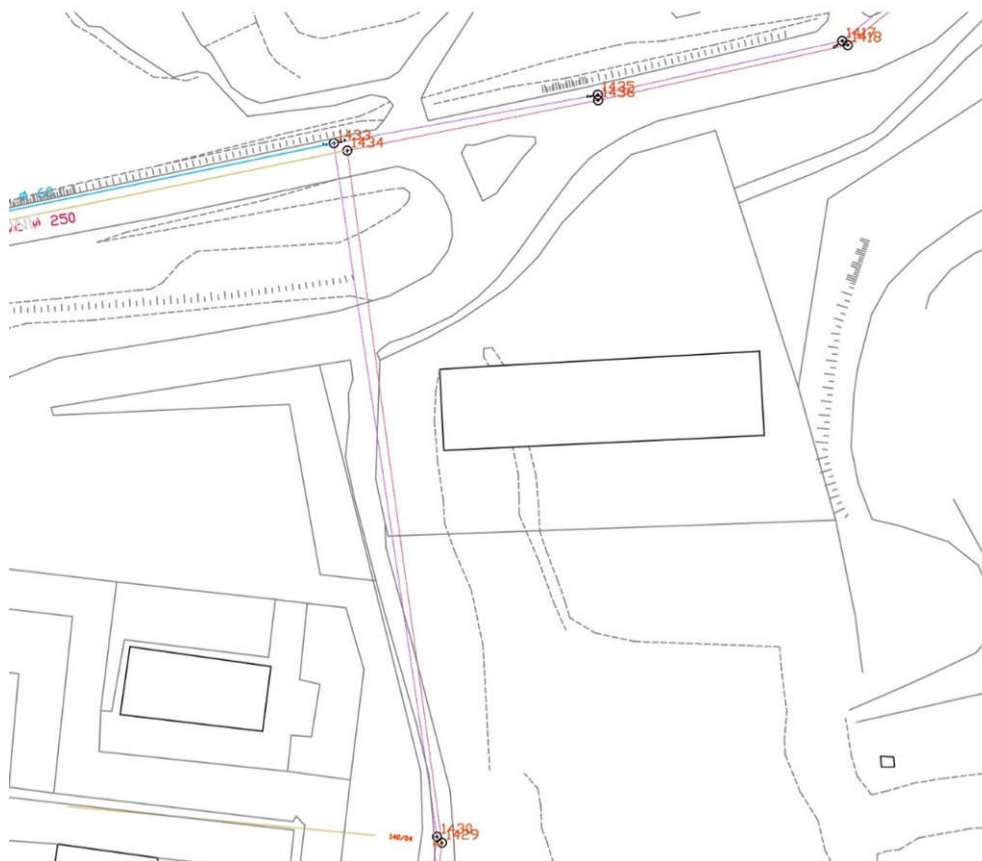


Figura 18. Planimetria reti di raccolta comunale

La rete comunale verrà intercettata nel punto in corrispondenza dell'ingresso pedonale esistente.

Caratteristiche rete		Rete acque reflue	Rete acque meteoriche
Origine (quota piano campagna rispetto a progetto)		1434 (+1,60 m)	1433 (+1,60 m)
Destinazione (quota piano campagna rispetto a progetto)		1429 (-4,52 m circa)	1430 (-4,97 m circa)
Pendenza [%]		0,57	0,73
Lunghezza [m]		153,32	153,92
Altezza fondo origine rispetto a [m]	Piano campagna	7,65	7,80
	Piano progetto	-6,05	-6,20
Altezza fondo destinazione rispetto a [m]	Piano campagna	2,40	2,35
	Piano progetto	-6,92	-7,32
Lunghezza tratto origine-allaccio		<b>43,00 circa</b>	<b>45,60 circa</b>
Altezza fondo allaccio rispetto a [m]	Piano campagna	5,80	6,03
	Piano progetto	<b>-6,30</b>	<b>-6,53</b>