

PIANO ATTUATIVO

San Biagio-Via delle Torri Scheda Norma 7.8

COMUNE DI PISA

PROPRIETARIO



Via degli Uffizi 1 - 56100 Pisa (PI)

EDILBRUN S.A.S. ED ALTRI

STAFF DI PROGETTAZIONE

ARCHITETTONICO:

Ing. Arch. Branko Zrnec

STRUTTURALE:

Ing. Arch. Branko Zrnec

IMPIANTI ELETTRICI:

Ing. Luca Serri

IMPIANTI MECCANICI:

Ing. Luca Serri



ATIproject

Via G. B. Picotti 12/14, 56124 Pisa

Tel +39.050.57.84.60

Fax +39.050.38.69.084

P.IVA 01991420504

DATI DI PROGETTO

DATA	N° PROGETTO	NOME PROGETTO
Maggio 2020	1305-19	Piano Attuativo San Biagio - Via delle Torri

REVISIONI

N°	MOTIVAZIONE	DATA
03	Integrazione a seguito del parere della Direzione Infrastrutture e viabilità	16/08/2021
04	Integrazione a seguito del parere della Direzione Infrastrutture e viabilità	04/01/2022
07	Integrazione a seguito del parere della Direzione Infrastrutture e viabilità	15/12/2022

DOCUMENTO

Copyright © by ATIproject

STATO DI PROGETTAZIONE

Relazione idraulica

Codice Elaborato:

1305_P_00_SP_GE00_D_18_000-0_01_07

Scala:

-

1305	P	00	SP	GE	00	D	18	000	0	01	07
CODICE LAVORO	LIVELLO PROGETTAZIONE	EDIFICIO	STATO PROGETTAZIONE	DISCIPLINA	SOTTODISCIPLINA	CATEGORIA DOCUMENTO	TIPO DOCUMENTO	PIANO	SETTORE	PROGR	REV

RELAZIONE TECNICA

Sommario

Premessa	2
Ubicazione dell'intervento.....	3
Dimensionamento della rete di fognatura	4
<i>LA SUPERFICIE IMPERMEABILE EQUIVALENTE</i>	4
<i>PREDIMENSIONAMENTO</i>	5
<i>DEFINIZIONE DEL REGIME PLUVIOMETRICO</i>	7
<i>IETOGRAMMA DI PROGETTO</i>	10
<i>VERIFICA DELLA FOGNATURA SECONDO IL METODO CINEMATICO O DELLA</i> <i>CORRIVAZIONE</i>	10
<i>SCALA DI DEFLUSSO</i>	11
<i>DETERMINAZIONE DEL GRADO DI RIEMPIMENTO</i>	13
<i>PROCEDIMENTO ITERATIVO DI VERIFICA</i>	14
Conclusioni.....	16

PREMESSA

Il presente studio è svolto a supporto del progetto delle opere di lottizzazione relative al PIANO ATTUATIVO SAN BIAGIO – VIA DELLE TORRI.

Il progetto riguarda la realizzazione di tre unità abitative a destinazione d'uso residenziale oltre ad un breve ramo di viabilità di penetrazione. Completano il progetto oltre ad alcune aree destinate a parcheggio pubblico anche un'ampia area a verde urbano.

Il presente studio idrologico idraulico assolve quindi la funzione di dimensionamento della rete fognaria di progetto a servizio delle nuove impermeabilizzazioni.

L'area destinata alla realizzazione infatti risulta attualmente ineditata ed impiegata a scopo agricolo; il reticolo drenante di dettaglio risulta attualmente poco visibile se non inesistente.

Il presente studio permetterà perciò di determinare l'entità dell'afflusso meteorico sulle superfici impermeabilizzate ed il dimensionamento delle opere del reticolo fognario, il cui ricettore finale è rappresentato dalla fognatura urbana esistente supposta in grado di accogliere l'intero volume drenato. Non essendo al momento resa disponibile l'informazione riguardo alla profondità della fognatura nel punto di immissione, si suppone che sia sufficiente all'accoglimento del reticolo in progetto, che è comunque progettato con pendenza delle condotte tale da minimizzare la profondità di posa.

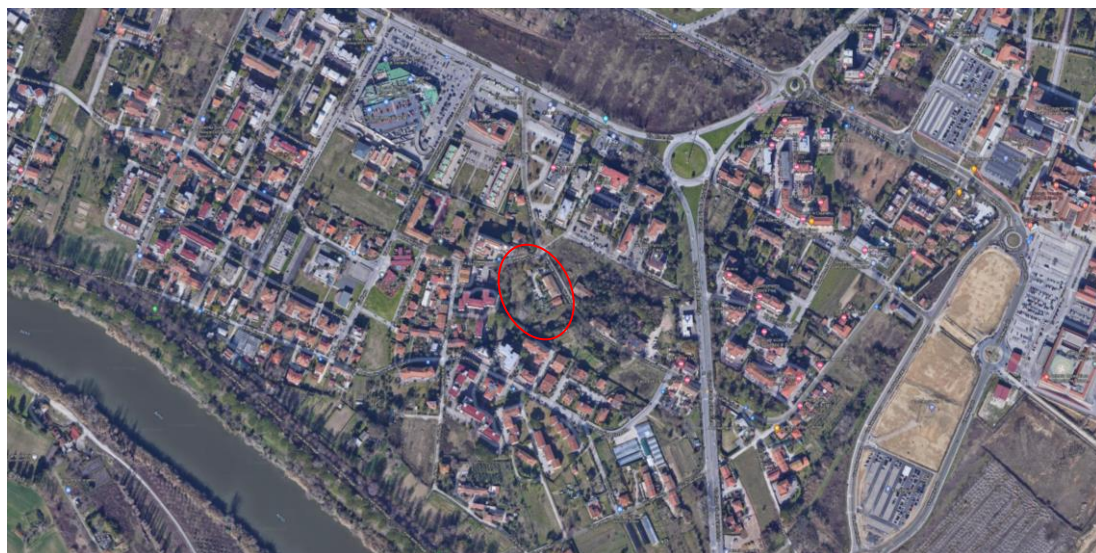
Sono state quindi svolte le verifiche idrauliche di predimensionamento delle condotte fognarie facendo ricorso a quanto indicato dalla Norma UNI EN 12056-3.

Mediante foglio di calcolo autocostruito si è poi provveduto alla verifica di tale dimensionamento.

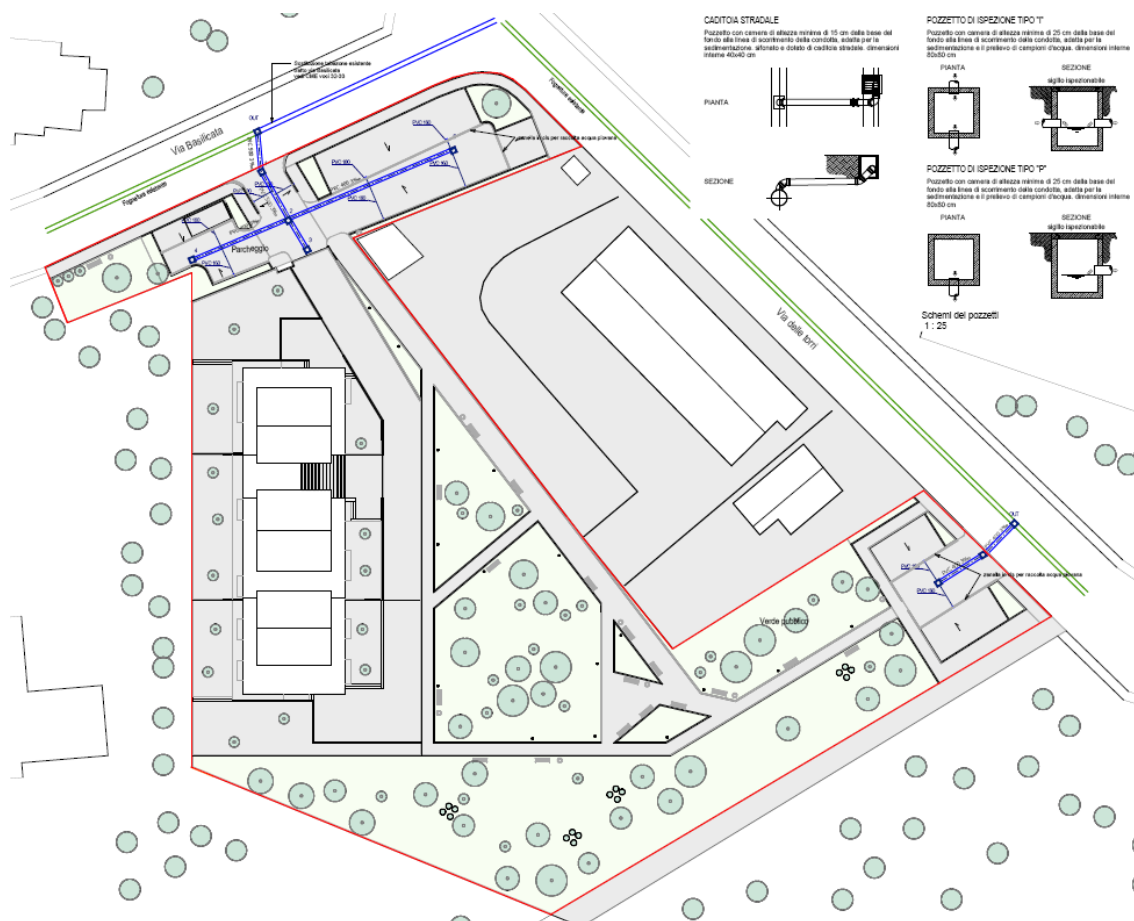
Data la semplicità del reticolo fognario in oggetto non si ritiene necessario provvedere alla modellazione della rete con software specifici.

UBICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'area oggetto di intervento è situata in corrispondenza dell'intersezione tra Via delle Torri e Via Basilicata nel Comune di Pisa.



Si riporta di seguito una miniatura della tavola progettuale.



DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI FOGNATURA

Scopo del presente studio è quello di determinare l'entità delle portate idrauliche aventi TR30 e provenienti dal bacino, su ciascun tratto di condotta fognaria di progetto, e la successiva verifica della relativa sezione scolante.

Per questo motivo sono stati individuati e studiati i vari bacini sottesi ai relativi tratti di condotta fognaria, e per ciascuno è stata determinata la superficie scolante e gli altri parametri dimensionali necessari alle opportune verifiche.

Per ciascun tratto di fognatura il progetto prevede l'impiego di condotta in PVC SN8 con diametri da Ø315 a Ø500.

Per quanto riguarda le pendenze di posa delle condotte si è scelto di adottare per tutte le condotte la pendenza dello 0.5% tale da minimizzare la profondità di scavo, assicurando ovunque un ricoprimento minimo di 60 cm.

Sono stati individuati i bacini di competenza di ciascun tratto di condotta della rete fognaria; per ciascun bacino è stata poi fatta distinzione tra le aree semipermeabili e quelle pavimentate.

La perimetrazione di ciascun bacino è stata determinata mediante aree di influenza, particolarmente per individuare le aree di competenza delle superfici pavimentate spettanti a ciascun tratto di fognatura, basandosi sul posizionamento delle relative caditoie stradali.

Per quanto riguarda il drenaggio dei singoli lotti, non oggetto del presente studio, nella rete fognaria è stata prevista la predisposizione di un pozzetto di allaccio in corrispondenza del limite di confine del lotto stesso. I progetti esecutivi dei singoli lotti potranno allora specializzare la rete di drenaggio interna, confluenndo le acque all'intero di tali predisposizioni.

Al fine di procedere al dimensionamento e verifica delle condotte di fognatura, è fondamentale definire preventivamente una grandezza idraulica fondamentale: la "superficie impermeabile equivalente" di ciascun sottobacino individuato (o area di pertinenza), che rappresenta il parametro essenziale nella definizione dei volumi meteorici affluenti in fognatura.

LA SUPERFICIE IMPERMEABILE EQUIVALENTE

Tale parametro si ottiene dalla sommatoria delle aree previste per ciascuna tipologia di superficie di progetto per il rispettivo coefficiente di afflusso alla rete fognaria.

Il coefficiente di afflusso alla rete fognaria dipende da molti fattori, alcuni dei quali legati alle caratteristiche del bacino (pendenze, percentuale delle aree pavimentate e tipi di pavimentazione, frequenza delle caditoie stradali e dei pozzetti di raccolta), e altri variabili per ogni evento pluviometrico (grado di imbibizione iniziale del suolo, durata e altezza della pioggia...).

Date le difficoltà pratiche di valutare a priori questi ultimi fattori, nella progettazione si assumono i valori dei coefficienti di afflusso in dipendenza solo delle caratteristiche del bacino, facendo prudenzialmente riferimento alle condizioni più critiche per l'umidità del suolo preesistente all'evento pluviometrico. Tale approssimazione risulta tanto più verosimile quanto minore è la superficie totale del bacino preso in analisi, e quanto maggiore è la percentuale di superficie impermeabile.

Con tali precisazioni, il coefficiente di afflusso alla rete fognaria viene a dipendere quasi esclusivamente dalla natura della superficie sulla quale scorre l'acqua prima di giungere alle caditoie stradali e ai pozzetti. Infatti, essendo molto brevi i tempi critici, risultano in genere assai modeste le perdite per evaporazione, mentre il volume liquido che si infiltra nel terreno può essere restituito al deflusso superficiale, peraltro parzialmente, dopo che si è verificato il colmo di piena, per cui non influenza il valore della portata massima.

Mediamente si possono assumere da letteratura i coefficienti di afflusso PSI per i diversi tipi di superfici. Date le caratteristiche del sito in esame, si è scelto di adottare i seguenti coefficienti:

Tipologia di superficie	PSI_{min}
Pavimentazione stradale in asfalto e tetti	1.00
Pavimentazione in autobloccanti	0.50
Aree a verde	0.00

Per ciascun bacino individuato (fatta quindi eccezione delle aree a verde pubblico che non sono direttamente drenate e per le quali come visto è possibile assumere coefficiente di afflusso in fognatura nullo), è stata determinata la relativa area impermeabile. Per quanto riguarda i singoli lotti, in via del tutto cautelativa nei confronti del singolo progetto esecutivo, si è scelto di assumere che sia strettamente rispettato il limite minimo di 25% di superficie residua a verde come imposto dalle norme urbanistiche. Pertanto l'area impermeabile è determinata come il 75% della superficie del lotto.

PREDIMENSIONAMENTO

Prima di procedere alla completa modellazione della rete fognaria, quindi al suo calcolo di verifica, si è preferito predimensionare le condotte fognarie secondo quanto indicato dalla Norma UNI EN 12056-3.

È stata quindi assunta l'intensità pluviometrica comunemente adottata, pari a $i.p.=0.04$ l/s*mq, corrispondente ad un'altezza di pioggia di 144 mm/h su proiezione orizzontale,

raffigurante cioè un evento meteorico piuttosto intenso (mediamente un evento con TR30 e durata 10 minuti).

Il carico pluviale C determinante per il dimensionamento delle condotte pluviali dipende poi dai seguenti fattori:

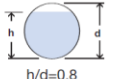
- La totalità delle superfici esposte alla pioggia, determinata mediante la proiezione orizzontale in mq;
- La pendenza e la natura delle superfici esposte, espressa mediante il coefficiente K riduttore dell'intensità pluviometrica effettiva, basato sulla natura (rugosità e potere assorbente) delle superfici esposte alla pioggia. Esso deve essere inoltre interpretato come un coefficiente di ritardo allo scorrimento dell'acqua dalla superficie del tetto alle bocchette di captazione. I valori comunemente adottati sono riportati in tabella, tuttavia visto il carattere di predimensionamento dell'analisi, si sceglie di impiegare cautelativamente K=1.

Genere di superficie esposta	K
- Tetti inclinati, con tegole, ondulati plastici, fibrocemento, fogli di materiale plastico - Tetti piani ricoperti con materiale plastico o simile	1,0
- Tetti piani con rivestimento in lastre di cemento o simile - Piazzali, viali, ecc., con rivestimento duro	1,0
- Tetti piani con rivestimento in ghiaia - Piazzali, viali, ecc. con ghiaietto o simile	0,6
- Tetti piani ricoperti di terra (tetto giardino)	0,3

La formula seguente permette quindi di determinare la portata prevista per ogni collettore, nota la superficie totale S dei bacini idraulici ad esso sottesi.

$$Q = S * K * i.p.$$

Ottenute quindi le portate di predimensionamento previste per ogni collettore, il diametro da assegnare ad esso è determinato imponendo un grado di riempimento massimo pari all'80%, assunta la pendenza del collettore pari al 5-10‰. Per semplicità si fa riferimento alla seguente tabella.

 h/d=0,8 ø mm	pendenze in %							
	0,5%	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%	4,0%	5,0%
portata Q in l/s								
69/75	1,3	1,8	2,3	2,6	3,0	3,2	3,8	4,2
83/90	2,0	2,8	3,4	4,0	4,5	4,9	5,6	6,3
101/110	3,6	5,0	6,2	7,2	8,0	8,9	10,2	11,5
115/125	5,2	7,4	9,0	10,5	11,7	12,9	14,9	16,7
147/160	10,0	15,0	18,0	21,0	23,5	26,0	30,0	33,0
187/200	19,0	27,0	33,1	38,1	42,8	47,0	54,3	60,8
234/250	34,5	49,0	60,1	69,5	77,7	85,2	98,4	110,1
295/315	62,8	90,6	111,1	128,4	143,6	157,4	181,8	203,3

Terminato il predimensionamento, si procede con le opportune analisi idrologico-idrauliche per la verifica dell'intera rete di deflusso.

DEFINIZIONE DEL REGIME PLUVIOMETRICO

Il regime pluviometrico della zona in esame è stato determinato con riferimento allo studio a carattere regionale "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME – LSPP – Aggiornamento al 2012" redatto grazie alla collaborazione tra Regione Toscana e Università di Firenze di cui alla DGRT 1133/2012, e disponibile sul sito del Settore Idrologico Regionale.

Il sistema ha provveduto alla definizione dei parametri a, n ed m descrittivi delle LSPP secondo una maglia regolare di lato 1km, e permette così di individuare i valori più appropriati dei tre parametri, semplicemente introducendone latitudine e longitudine.

Attraverso l'utilizzo del metodo statistico TCEV (Two Component Extreme Value) il citato studio definisce per il campo delle durate di pioggia minori e maggiori ad un'ora le curve di possibilità pluviometrica nella forma trinomia convenzionale

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

In questo caso sono presi in considerazione solo i parametri della curva di possibilità pluviometrica definiti per il campo delle durate di pioggia superiori ad un'ora. Il parametro m non è disponibile ma sono diversificati i valori a ed n per i diversi tempi di ritorno.

Per la presente analisi, in accordo con quanto riportato nel documento "Guida all'uso" allegato allo stesso studio "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME" già citato, si è provveduto mediante tecnologia GIS a caricare i files forniti dallo studio riportanti i parametri georeferenziati a ed n, ed a ritagliare tale dato secondo il perimetro del bacino considerato. Così facendo si è individuata un'unica cella della maglia ricadente all'interno di tale perimetro.

Di seguito si riportano quindi i valori dei due parametri per la cella individuata:

	"a"	"n"
TR2	29,959	0,26373
TR5	42,263	0,26025
TR10	51,05	0,27007
TR20	60,125	0,28379
TR30	65,484	0,29139
TR50	72,344	0,29979
TR100	81,663	0,3095
TR150	87,253	0,31439
TR200	91,128	0,31707
TR500	103,94	0,32372

Per il campo di durate di pioggia inferiori a mezzora, la curva di possibilità pluviometrica assume parametri "a" ed "n" differenti.

Il succitato studio "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME" e la relativa "Guida all'uso", infatti, non definiscono le curve nel campo di durate inferiori all'ora, né indicano una metodologia da seguire.

Tuttavia l'adozione del parametro n per il campo di durate inferiori ad un'ora pari a quello indicato dallo studio condurrebbe a consistenti sovrastime delle altezze di pioggia, come comunemente dimostrato in letteratura.

Lo stesso studio indica però la possibilità di estendere la curva sino alle durate di pioggia di 30 minuti senza incorrere in eccessivi errori, lasciando al professionista la scelta della curva per durate inferiori.

Nel presente studio si è scelto allora di adottare, per piogge di durata inferiore a 30 minuti, per il parametro "n" il valore di 0,48 in accordo con vari studi sperimentali (CSDU 1997¹). Il parametro "a" valido al di sotto dei 30 minuti è invece determinato per ciascun tempo di ritorno come:

$$a_{<30min} = a_{>30min} * 0.5^{n_{>30min}} / 0.5^{0.48}$$

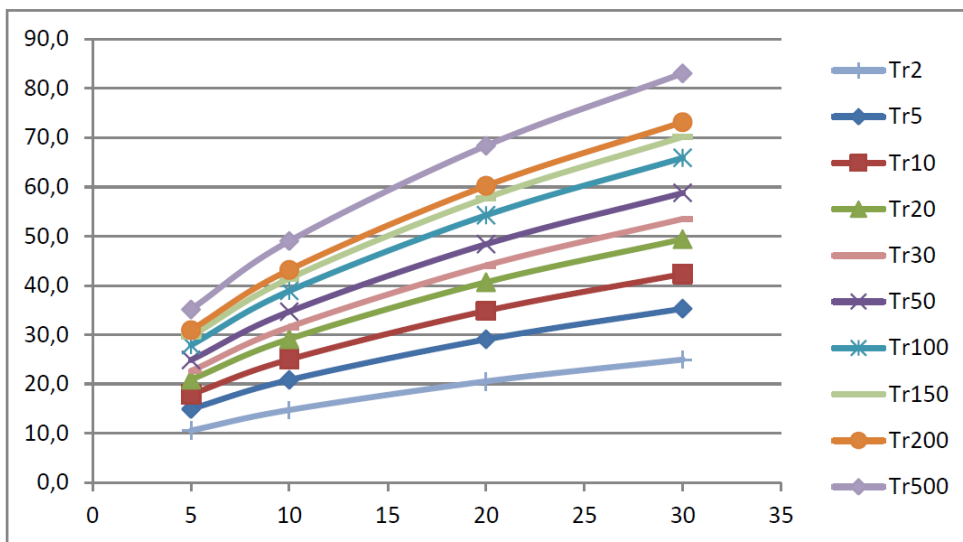
In definitiva le curve di possibilità pluviometriche adottate sono le seguenti.

	TR30	
	Parametro "a"	Parametro "n"
Durate di pioggia < 0.5 ore	74,630	0,480
Durate di pioggia > 0.5 ore	65,484	0,29139

¹ Centro Studi Deflussi Urbani, Milano.

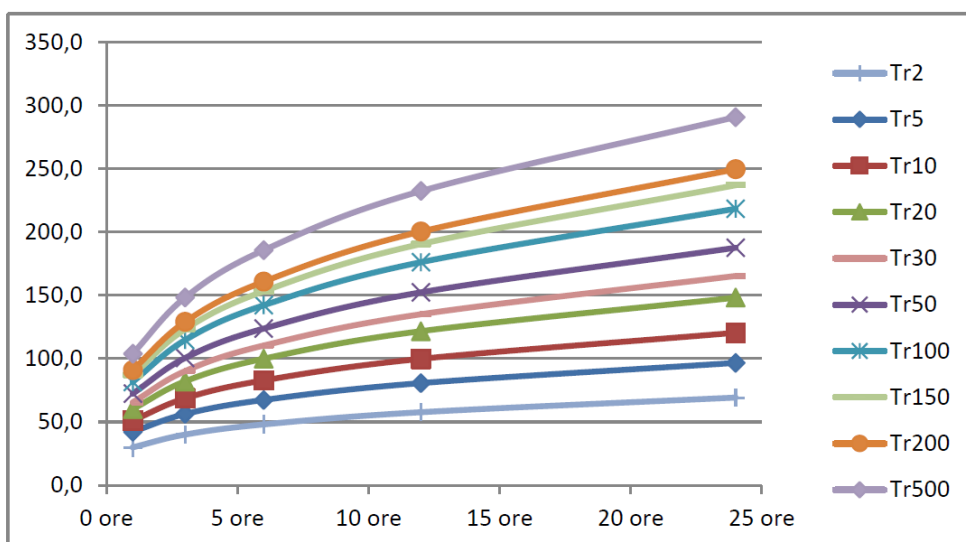
Durata inferiore a 1 ora: altezza di precipitazione in funzione di durata e tempo di ritorno

	5 minuti	10 minuti	20 minuti	30 minuti
2 anni	10,6	14,7	20,5	25,0 mm
5 anni	14,9	20,8	29,0	35,3 mm
10 anni	17,9	25,0	34,8	42,3 mm
20 anni	20,9	29,1	40,7	49,4 mm
30 anni	22,6	31,6	44,0	53,5 mm
50 anni	24,9	34,7	48,4	58,8 mm
100 anni	27,9	38,9	54,2	65,9 mm
150 anni	29,7	41,4	57,8	70,2 mm
200 anni	31,0	43,2	60,2	73,1 mm
500 anni	35,1	49,0	68,4	83,0 mm



Durata superiore a 1 ora: altezza di precipitazione in funzione di durata e tempo di ritorno

	1 ore	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
2 anni	30,0	40,0	48,1	57,7	69,3 mm
5 anni	42,3	56,3	67,4	80,7	96,6 mm
10 anni	51,1	68,7	82,8	99,9	120,4 mm
20 anni	60,1	82,1	100,0	121,7	148,2 mm
30 anni	65,5	90,2	110,4	135,1	165,3 mm
50 anni	72,3	100,6	123,8	152,4	187,6 mm
100 anni	81,7	114,7	142,2	176,2	218,4 mm
150 anni	87,3	123,2	153,3	190,6	237,0 mm
200 anni	91,1	129,1	160,8	200,4	249,6 mm
500 anni	103,9	148,3	185,6	232,3	290,8 mm



IETOGRAMMA DI PROGETTO

Le curve di possibilità pluviometrica forniscono i volumi integrali di pioggia attesi in funzione della durata e per un prefissato periodo di ritorno, mentre non forniscono alcuna indicazione sulla distribuzione temporale della pioggia, che rappresenta un elemento fondamentale nel processo di trasformazione afflussi-deflussi.

D'altronde la modalità con cui l'intensità di pioggia varia durante un dato evento pluviometrico è da ritenersi del tutto casuale e quindi il suo studio dovrebbe essere caratterizzato da opportune indagini statistiche atte ad individuare la forma dello ietogramma.

Nella pratica progettuale si ovvia alla mancanza di dati statistici che permettono la ricostruzione dello ietogramma, mediante l'adozione di ietogrammi detti sintetici, tali cioè da non rappresentare il reale andamento dell'evento pluviometrico, ma in grado di introdurre nelle procedure di trasformazione afflussi-deflussi una variabilità temporale della pioggia che dia luogo a risultati che si possano ritenere cautelativi. La legge di distribuzione che si introduce rappresenta, in tal modo, quello che viene definito lo ietogramma di progetto.

Tuttavia, data la brevità del tempo di corrivazione e l'estensione dei bacini in esame, la variabilità temporale dello ietogramma è del tutto trascurabile, perciò si è scelto di adottare ietogrammi di forma rettangolare, tali cioè da avere intensità costante durante tutto l'evento di pioggia.

VERIFICA DELLA FOGNATURA SECONDO IL METODO CINEMATICO O DELLA CORRIVAZIONE

Il metodo più comunemente adottato in Italia per il calcolo delle massime portate dei collettori di fognatura pluviale è quello cinematico o della corrivazione. Questo metodo può essere convenientemente impiegato per la verifica di reti anche più complesse per le quali possono essere impiegati anche raffinati software di calcolo idraulico.

Si riporta perciò la descrizione di tale metodologia ed i risultati. Data la semplicità del reticolo fognario in oggetto, non si è ritenuto necessario implementare un modello matematico di calcolo secondo software più complessi

Il metodo cinematico si basa sull'ipotesi che la massima portata nella sezione terminale di un determinato collettore sia dovuta ad una pioggia di intensità costante (pluviogramma rettangolare) e di durata pari al tempo di corrivazione relativo alla stessa sezione del collettore in esame, ed è data dalla:

$$Q_{max} = \Psi * l * A = \frac{\Psi * h * A}{T_c}$$

Dove:

Q_{max} è la massima portata di calcolo nella sezione in esame

I è l'intensità di pioggia
 h è l'altezza di pioggia calcolata dalle LSPP per il TR preso in considerazione e la durata di pioggia pari al tempo di corrivazione
 A è la superficie del bacino sotteso alla sezione in esame
 T_c è il tempo di corrivazione della sezione in esame

La determinazione del tempo di corrivazione dei collettori fognari può essere effettuata mediante la:

$$T_c = t_c + \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

Dove t_c rappresenta il tempo di ingresso in rete, mentre la sommatoria al secondo membro è estesa a tutti i collettori che fanno parte del percorso idraulico necessario per giungere fino alla sezione di calcolo considerata.

L'espressione sopra riportata risulta fisicamente basata; infatti essendo L_i la lunghezza del generico collettore e V_i la relativa velocità, che per la linearità della scala di deflusso risulta costante al variare del grado di riempimento e quindi del tempo, ciascun termine della sommatoria al secondo membro risulta pari al tempo di percorrenza del collettore stesso.

Il tempo di ingresso in rete t_c rappresenta il tempo necessario, a partire dall'inizio della pioggia, che le particelle liquide, scorrendo sulle superfici di tetti, piazzali ecc. e successivamente lungo la rete elementare di allacciamento, impiegano per giungere alla rete dei collettori veri e propri. Tale tempo è convenzionalmente posto variabile tra 5 e 10 minuti.

Per i bacini afferenti alla fognatura in esame esso è assunto pari a 10 minuti sia nel caso delle coperture dei fabbricati che nel caso delle superfici asfaltate.

Il calcolo della portata massima Q_{max} secondo l'espressione sopra riportata può essere effettuato allora soltanto per successive iterazioni, poiché risulta a priori incognito il tempo di corrivazione T_c , non essendo nota la velocità V_i che si ha nel collettore in fase di calcolo.

Il procedimento iterativo converge, peraltro pressochè immediatamente all'aumentare del numero di collettori che si trovano a monte di quello di calcolo, giocando su T_c un ruolo sempre più trascurabile il termine L_i/V_i relativo a tale collettore.

SCALA DI DEFLUSSO

Onde semplificare il processo iterativo di calcolo conviene procedere al dimensionamento facendo riferimento ai valori specifici di portata e velocità; occorre perciò fare alcune precisazioni riguardo la scala di deflusso e la capacità di smaltimento di sezioni chiuse comunemente adoperate per i collettori fognari.

Una sezione di forma chiusa, infatti, funzionando col massimo grado di riempimento (cioè a sezione piena), ma non in pressione, presenta i seguenti valori di velocità V_p e di portata Q_p .

$$V_p = K * R^{2/3} * i^{1/2}$$

$$Q_p = \Omega * K * R^{2/3} * i^{1/2}$$

Dove R e Ω rappresentano i valori del raggio idraulico e dell'area corrispondenti alla sezione piena, K il coefficiente della formula di Gauckler-Strickler e i la pendenza motrice, coincidente a moto uniforme con la pendenza di fondo e con la pendenza piezometrica.

Considerato che in una sezione di forma chiusa circolare l'area è funzione del solo raggio, una volta noti la pendenza i e il coefficiente K, i valori di V_p e di Q_p dipendono esclusivamente dal raggio della sezione.

Risulta quindi conveniente fare riferimento ai valori V_p/\sqrt{i} e Q_p/\sqrt{i} , detti rispettivamente velocità specifica e portata specifica, che rappresentano la velocità e la portata che si avrebbero a sezione piena, qualora la pendenza assumesse un valore pari a 1, e per un assegnato valore di K.

Nei collettori fognari le perdite di carico per attrito risultano molto maggiori di quelle che si avrebbero con acqua chiara, tanto che le caratteristiche delle acque, sia quelle bianche che quelle nere, giocano sull'entità delle perdite un ruolo più importante della stessa scabrezza della sezione nella quasi totalità dei casi.

Per tale motivo generalmente nel dimensionamento dei collettori fognari, anche se di materiale molto liscio, come quelli di materiali plastici, si assume prudenzialmente un valore $K=70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ della formula di Gauckler-Strickler.

Pertanto per i collettori a sezione circolare, è possibile ricavare:

$$\frac{V_p}{\sqrt{i}} = 70 \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}$$

$$\frac{Q_p}{\sqrt{i}} = 70 \frac{\pi D^{8/3}}{4^{5/3}}$$

Si riportano allora i valori di portata specifica e velocità specifica corrispondenti ai diversi diametri commerciali delle condotte in PVC alta resistenza SN8 previste in progetto.

Ø esterno	Spessore	Ø interno
mm	mm	mm
110	3,2	103,6
125	3,7	117,6
160	4,7	150,6
200	5,9	188,2
250	7,3	235,4
315	9,2	296,6
400	11,7	376,6
500	14,6	470,8
630	18,4	593,2

DETERMINAZIONE DEL GRADO DI RIEMPIMENTO

Poiché i collettori fognari hanno, a sezione piena, una capacità di deflusso superiore a quella necessaria, la portata Q di calcolo per il generico collettore sarà smaltita con un riempimento parziale del collettore stesso e quindi anche con una velocità V diversa da quella V_p che si avrebbe a sezione piena.

Detti allora r e ω rispettivamente il raggio idraulico e l'area liquida corrispondente a un generico grado di riempimento parziale, V e Q i corrispondenti valori della velocità e della portata, risulta:

$$V = K * r^{2/3} * i^{1/2}$$

$$Q = \omega * K * r^{2/3} * i^{1/2}$$

Da cui:

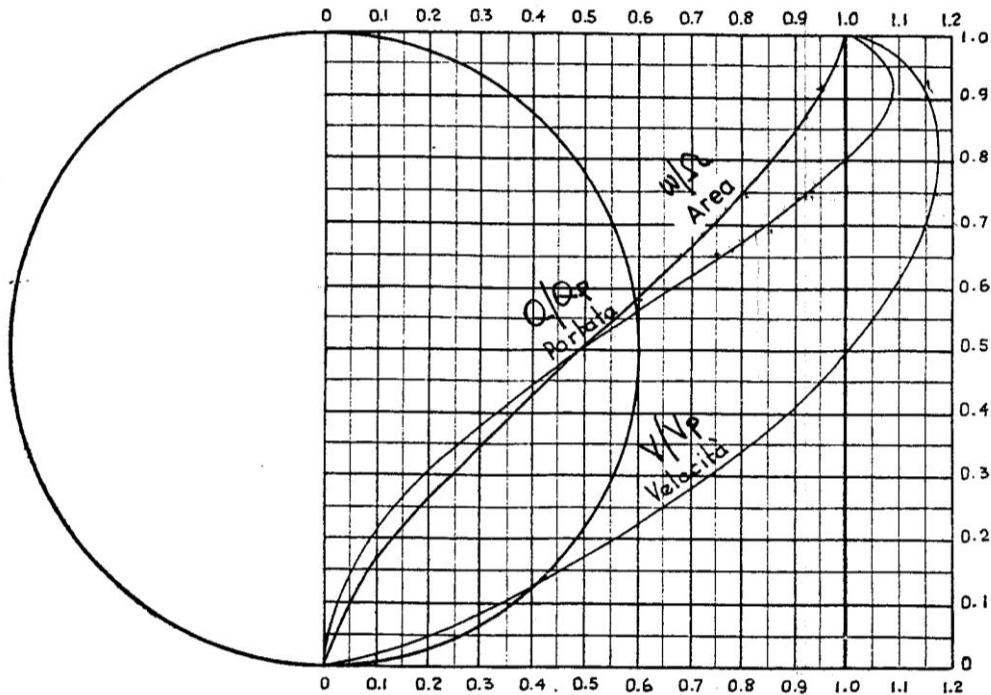
$$\frac{V}{V_p} = \frac{r^{2/3}}{R^{2/3}}$$

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{\omega * r^{2/3}}{\Omega * R^{2/3}}$$

Risulta perciò importante determinare l'altezza di riempimento del collettore, soprattutto per calcolare il valore effettivo della velocità che per fognature bianche non deve superare i 5 m/s, preferibilmente inferiore a 2.5 m/s. Il valore della velocità serve inoltre, come visto, per calcolare il tempo di corrivazione T_c in modo iterativo.

L'altezza di riempimento di un collettore avente sezione di assegnata dimensione è facilmente determinabile, infatti, essendo noti i valori della portata specifica Q/\sqrt{i} da smaltire e quella Q_p/\sqrt{i} che il collettore è in grado di far defluire a sezione piena, si può determinare il rapporto Q/Q_p che dipende esclusivamente dal rapporto h/H tra l'altezza liquida e l'altezza totale della sezione.

Nella immagine seguente è riportata la relazione tra le grandezze in gioco valida per condotte di sezione circolare, da cui è possibile determinare i valori di h , ω e V per un dato collettore che smaltisce una portata $Q < Q_p$.



PROCEDIMENTO ITERATIVO DI VERIFICA

Per verificare il dimensionamento di un collettore fognario per il quale è perciò definita la forma della sezione, la lunghezza del collettore, la pendenza di fondo, l'area scolante del bacino sotteso ed il coefficiente medio pesato PSI, nonché la rete di condotte a monte, occorre definire un valore di T_c di primo tentativo e procedere al calcolo iterativo.

Determinata quindi la portata Q che il collettore deve far defluire, supposto che il moto sia uniforme, si calcola la relativa portata specifica Q/\sqrt{i} .

Occorre allora verificare che il collettore in oggetto rispetti la disuguaglianza $Q_p/\sqrt{i} > Q/\sqrt{i}$, o altrimenti adeguarne la sezione individuando il corretto diametro all'interno della tabella sopra riportata.

Calcolato allora il rapporto Q/Q_p , utilizzando il grafico poco sopra riportato, si determinano i valori dell'altezza h/H di riempimento, di ω/Ω , quindi di ω e della velocità V .

Si calcola quindi un nuovo valore del tempo necessario allo scorrimento nel condotto, e conseguentemente un nuovo valore di T_c .

Il processo iterativo si arresta quando lo scarto tra due valori successivi di T_c rientra nel limite di approssimazione solitamente posto pari a 1 minuto.

Verificato così che il diametro della condotta oggetto di verifica sia sufficiente a far defluire la portata di progetto, è necessario assicurarsi che la velocità di scorrimento permanga all'interno del range di velocità 0.5 – 2.5 m/s, onde evitare da un lato la formazione di depositi sul fondo della condotta, dall'altro una eccessiva velocità di scorrimento che potrebbe comportare un rapido deterioramento del materiale costituente la condotta.

Si riportano di seguito allora le verifiche effettuate mediante foglio di calcolo autocostruito. Si fa osservare che il tratto 4 – 2 risulta non verificato nei confronti della velocità minima della corrente, tuttavia il valore calcolato è molto prossimo al valore minimo, si può pertanto ritenere soddisfatta anche tale verifica.

N° coll	L [m]	Ap [mq]	At [mq]	psi	psi medio	i	tc [min]	L/V [min]	Tc [min]	h [mm]	Q [mc/s]	$\frac{Q}{\sqrt{i}}$	D [mm]	$\frac{Q_p}{\sqrt{i}}$	Q/Qp	h/H	w/W	w [mq]	V [m/s]	VERIFICA
TRATTO 3 - 2	verde	0		0																
	imper.	1933		1																
	da monte	0		0																
Lunghezza	7		1933		1.00	0.003	10.0		10.0	31.57911	0.101737	1.857462	500	2.926702	0.63	0.57	0.6	0.11781	0.863574	
							10.0	0.1	10.1	31.78317	0.10103	1.844545	500	2.926702	0.63	0.57	0.6	0.11781	0.857568	OK
TRATTO 4 - 2	verde	0		0																
	imper.	166		1																
	da monte			1.00																
Lunghezza	12		166		1.00	0.003	10.1		10.1	31.78317	0.008676	0.158404	400	1.613722	0.10	0.22	0.15	0.01885	0.460283	
							10.1	0.4	10.6	32.4301	0.008489	0.154983	400	1.613722	0.10	0.22	0.15	0.01885	0.450344	NON VERIFICATO
TRATTO 5 - 2	verde	0		0.5																
	imper.	434		1																
	da monte			1.00																
Lunghezza	26		434		1.00	0.003	10.0		10.0	31.57911	0.022842	0.41704	400	1.613722	0.26	0.35	0.31	0.038956	0.586363	
							10.0	0.7	10.7	32.67856	0.022011	0.401861	400	1.613722	0.25	0.34	0.3	0.037699	0.583856	OK
TRATTO 2 - out	verde	0		0																
	imper.	68		1																
	da monte	3 + 4 + 5	2533		1.00	0.003	10.0		10.0	31.57911	0.136895	2.499357	500	2.926702	0.85	0.7	0.75	0.147262	0.929604	
Lunghezza	12		2601		1.00	0.003	10.0		10.2	31.90342	0.135389	2.471845	500	2.926702	0.84	0.69	0.74	0.145299	0.931795	OK
							10.0	0.2	10.5	32.25594	0.015579	0.284433	400	1.613722	0.18	0.29	0.24	0.030159	0.516558	
							10.0	0.5	10.5	32.25594	0.015225	0.277973	400	1.613722	0.17	0.29	0.23	0.028903	0.526775	OK
TRATTO sud	verde	0		0																
	imper.	296		1																
	da monte			1.00																
Lunghezza	14		296		1.00	0.003	10.0		10.0	31.57911	0.015579	0.284433	400	1.613722	0.18	0.29	0.24	0.030159	0.516558	
							10.0	0.5	10.5	32.25594	0.015225	0.277973	400	1.613722	0.17	0.29	0.23	0.028903	0.526775	OK

CONCLUSIONI

Il presente studio idrologico - idraulico è stato svolto a dimensionamento della rete di fognatura bianca all'interno del progetto esecutivo delle opere di lottizzazione relative al PIANO ATTUATIVO SAN BIAGIO – VIA DELLE TORRI.

E' stato studiato l'andamento planimetrico della rete fognaria, le condotte, i loro diametri e profili di posa, e sono state dimensionate secondo due differenti metodi di calcolo. Il primo di tipo speditivo di predimensionamento ha permesso di determinare in prima approssimazione i diametri da assegnare a ciascuna condotta, mantenendo il controllo tangibile sul funzionamento della rete, il secondo, sviluppato mediante foglio di calcolo autocostruito ha permesso di verificare i diametri di predimensionamento, affinare il calcolo ed adeguare quei pochi casi in cui si è valutato di implementare una condotta di maggior diametro.

Date le caratteristiche del reticolo fognario non si è ritenuto necessario implementare un modello di calcolo con software più raffinati.

Il ricettore finale della rete fognaria è costituito dalla esistente fognatura pubblica, supposto capace di ricevere la portata.

Resta comunque salvo il caso in cui il ricettore finale non sia in grado di ricevere le acque di scarico perché già in crisi per eventi di piena superiori a quello preso a base di progetto, evenienza questa che supera i normali requisiti progettuali dei sistemi di fognatura.

Per ciascun tratto di fognatura il progetto prevede l'impiego di condotta in PVC SN8 con diametri da Ø315 a Ø500.

Tutte le considerazioni e verifiche qui svolte sono comunque da ritenersi valide solo nel caso in cui sia effettuata regolare manutenzione di tutti i manufatti e nell'ipotesi di capacità ricettiva del collettore di fognatura pubblica che costituisce il recapito finale.

Qualsiasi modifica progettuale, planoaltimetrica o di impermeabilizzazione invalidano automaticamente l'analisi svolta, e in tal caso dovranno essere eseguite nuovamente le verifiche qui presentate.