

SP 13 MONTALBANO



Lavori di riqualificazione della SP13 - MONTALBANO mediante la realizzazione di un percorso protetto per l'utenza debole. Secondo lotto CIG 815750279A

COMUNE DI VINCI
CITTÀ METROPOLITANA DI FIRENZE

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Claudia Peruzzi, Ingegnere

PROGETTISTI:

DIRETTORE TECNICO: Maurizio Serafini, ingegnere
PROGETTISTA RESPONSABILE: Sara Berretta, ingegnere

**PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
E URBANISTICA:** Chiara Pimpinelli, Architetto-Ingegnere
PROGETTAZIONE STRADALE: Gabriele Moretti, Geometra
Erica Gradassi, Ingegnere

PROGETTAZIONE STRUTTURALE: Roberto Pedicini, Ingegnere
PROGETTAZIONE ILLUMINOTECNICA: Roberto Marchionni, Ingegnere
PROGETTAZIONE IDRAULICA: Sara Berretta, Ingegnere
RESPONSABILE SICUREZZA: Maurizio Serafini, ingegnere
COMPUTAZIONI: Gabriele Moretti, Geometra



Via Campo di Marte, n. 8/A - 06124 - Perugia (PG)
tel/fax 075 / 830563 - 8309014
info@abacusprogetti.it - www.abacusprogetti.it

CARTELLA U2 OPERE DI URBANIZZAZIONE

U2_RRH01

Relazione idraulica

COMMESSA				LIV.	CART.	TIPO	ELAB.	N.	SAVE	NOME FILE	SCALA
2	0	1	9	E	U2	R	RH	01	00	2019_E_U2_RRH01_00.doc	
REV.	DATA			REDAZIONE		VERIFICA		APPROVAZIONE	VISTO COMMITT.	DESCRIZIONE	
0	Agosto 2021			E. Gradassi		S. Berretta		M. Serafini		Consegna progetto esecutivo	
1											
2											
3											

COMUNE DI VINCI

INCARICO DI PROGETTAZIONE DEL 2° LOTTO DEI LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE DELLA S.P.13 – MONTALBANO MEDIANTE LA REALIZZAZIONE DI UN PERCORSO PROTETTO PER L'UTENZA DEBOLE

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE IDRAULICA

INDICE

1	PREMESSA	3
2	ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI ESISTENTI	5
2.1	attraversamento idraulico n.1 e n.2	5
2.2	attraversamento idraulico n.3	7
2.3	attraversamento idraulico n.4 e n.5	8
2.4	attraversamento idraulico n.6	9
3	SOVRAPPOSIZIONE PROGETTO E PGRA	10
4	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	11
4.1	Analisi Pluviometrica	12
4.2	Calcolo del coefficiente di deflusso	13
4.3	Calcolo della portata di progetto	13
4.4	Calcolo della portata della tubazione	14
4.5	Dimensionamento della zanella di progetto	19
4.6	Dimensionamento del fosso di guardia	19
4.7	Dimensionamento delle caditoie stradali	23

1 PREMESSA

Nel Comune di Vinci, è prevista la realizzazione di una pista ciclo-pedonale (lotto 2) lungo la Strada Provinciale n.13 “del Montalbano” che va a collegarsi con il tracciato esistente (lotto 1) per poi proseguire con il lotto 3 il quale terminerà in prossimità dell’area sportiva comunale, per uno sviluppo complessivo pari a circa 969,00 m dei quali circa 332,00 m ricadono nel secondo lotto. Questa nuova realizzazione prevede anche la progettazione di una nuova rete di smaltimento delle acque cosiddette bianche.

La presente relazione idraulica ha lo scopo di:

- valutare la capacità di smaltimento delle acque meteoriche da parte della nuova rete di drenaggio costituita da caditoie e da tubazioni in PVC interrato, ubicate lungo la zona di intervento in progetto nel Comune di Vinci (FI);

- individuare e caratterizzare gli attraversamenti idraulici attualmente presenti lungo l’attuale tracciato stradale;

- individuare e definire, dove necessario, le modalità di prolungamento degli attraversamenti idraulici esistenti.

Le tubazioni saranno poste al di sotto della sede viaria per poi scaricare le acque lungo il reticolo idrografico esistente oppure sulle canaline in progetto.



Fig. 1 – Inquadramento dell’area di progetto

La strada esistente SP13 che costeggia la pista ciclo-pedonale in progetto, lungo il suo tragitto presenta diverse pendenze, in particolare nei tratti in rettilineo si ha una pendenza a schiena d'asino, mentre in quelli in curva una pendenza unica. L'acqua di piattaforma stradale e della pista in progetto, lungo il lotto 2, sarà raccolta dalle caditoie poste all'interno della zanella, confluirà poi nelle tubazioni in PVC fino a scaricare nei fossi di guardia limitrofi o negli attraversamenti idraulici esistenti in prossimità dell'area commerciale.

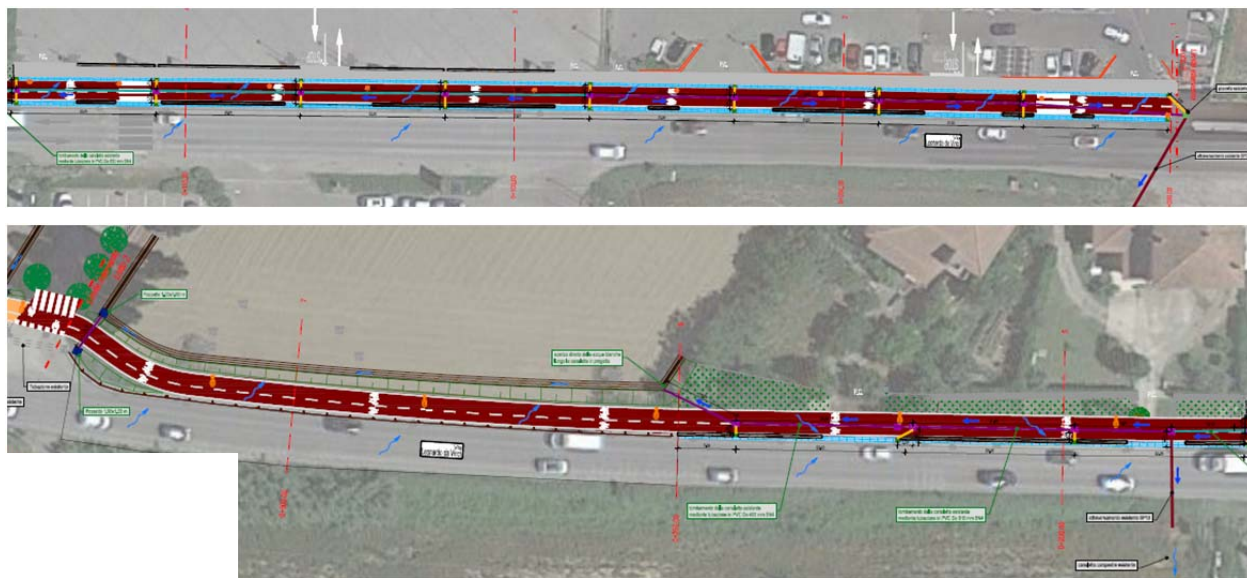


Fig. 2 – Estratto planimetria di sistemazione idraulica – Lotto 2

2 ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI ESISTENTI

Attualmente lungo il tratto stradale oggetto di intervento, sono presenti diversi attraversamenti idraulici i quali collegano la rete di smaltimento delle acque bianche pubblica e privata, fino a scaricarle nel Fiume Arno.

In particolare nel tratto iniziale in progetto, tra km 0+00,00 e la km 0+175,50, davanti ai servizi commerciali, l'acqua di piattaforma stradale e dei piazzali/parcheggi privati viene smaltita tramite una tubazione in cls Ø400 con doppia pendenza, fino a scaricare in due diversi pozzetti posti lungo la SP 13 all'estremità del tratto.

Di seguito sono riportate le diverse tipologie di attraversamenti idraulici presenti lungo il tratto di pista ciclo-pedonale oggetto di intervento.

2.1 ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO N.1 E N.2

L'attraversamento idraulico n.1, localizzato alla progressiva km 0+184,55, è costituito da uno scatolare rettangolare in cls di larghezza pari a 50 cm che percorre la SP 13.

L'acqua raccolta dalla tubazione esistente disposta lungo i servizi commerciali, si immette nel pozzetto per poi confluire nell'attraversamento n.1, fino a scaricare lungo la canaletta campestre esistente posto al di là della SP 13.

L'attraversamento idraulico n.2, posto in corrispondenza del passo carrabile privato è costituito da un tubo in cls Ø 400 e si sviluppa per una lunghezza pari a 5,90 m.

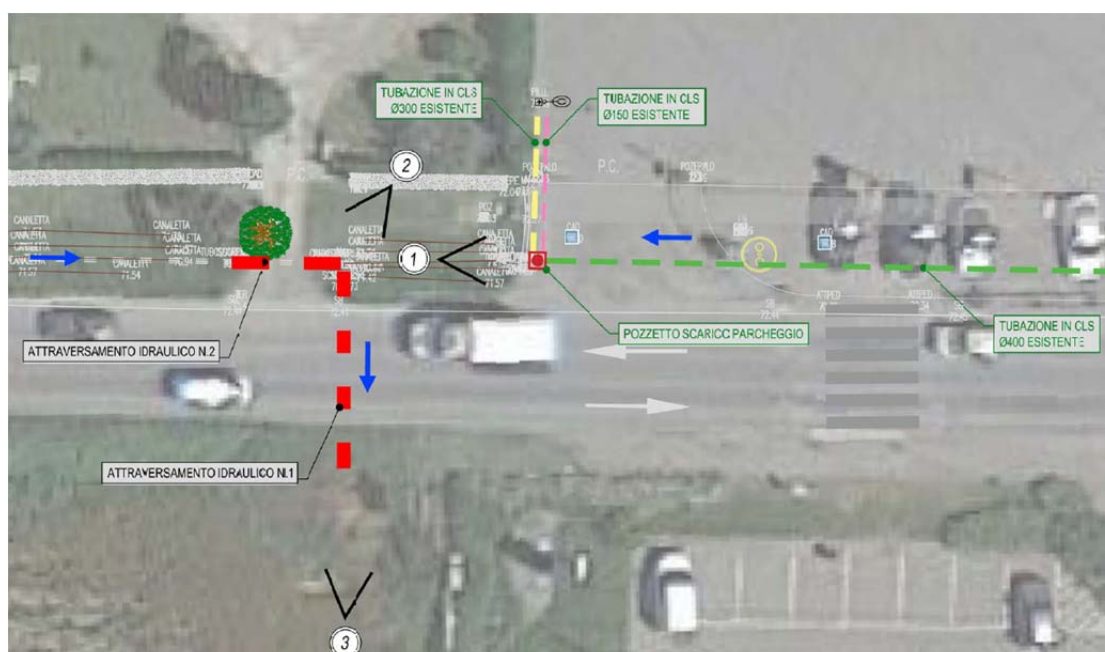


Fig. 3 – Estratto planimetrico attraversamento n.1 e n.2



Fig. 4 – Attraversamento idraulico n.1 e n.2

2.2 ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO N.3

L'attraversamento idraulico n.3, localizzato in prossimità del secondo accesso carrabile privato alla progressiva km 0+223,00, si sviluppa per circa 37,00 m ed è costituito da una tubazione in cls Ø 350.

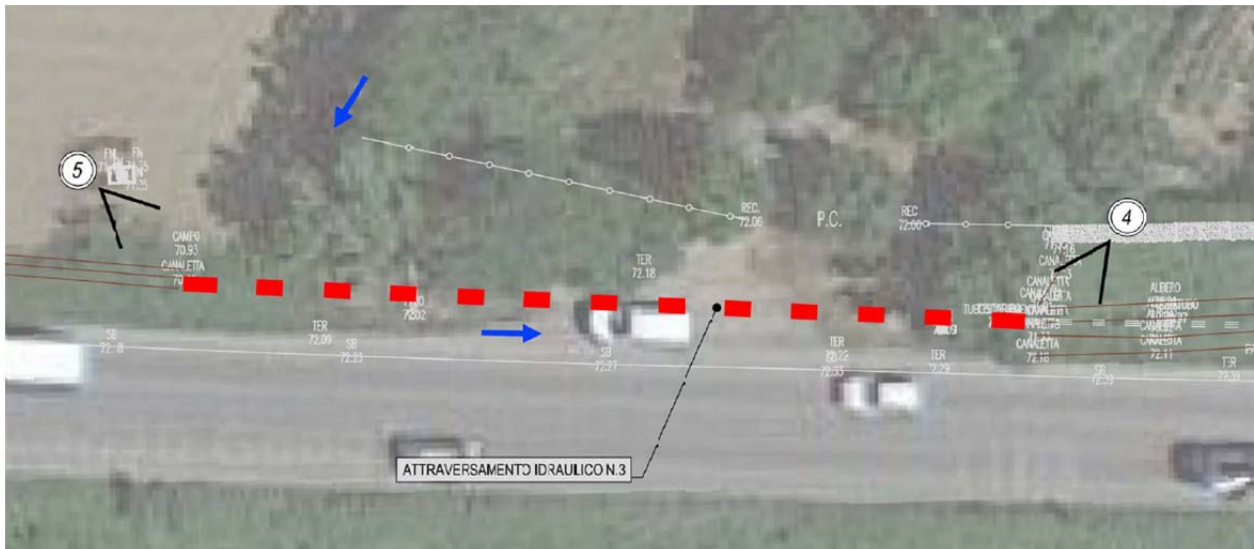


Fig. 5 – Estratto planimetrico attraversamento n.3



Fig. 6 – Attraversamento idraulico n.3

2.3 ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO N.4 E N.5

L'attraversamento idraulico n.4, localizzato in prossimità dell'intersezione stradale tra la SP 13 e Via di Petroio alla progressiva km 0+332,00, si sviluppa per una lunghezza di circa 15,00 m ed è costituito da una tubazione in cls Ø 800.

L'attraversamento idraulico n.5 attraversa la SP 13, si sviluppa per una lunghezza di circa 15,00 m ed è costituito da una tubazione in cls. Quest'ultimo risulta essere parzialmente ostruito ed ha la necessità di ridefinirne l'uscita.

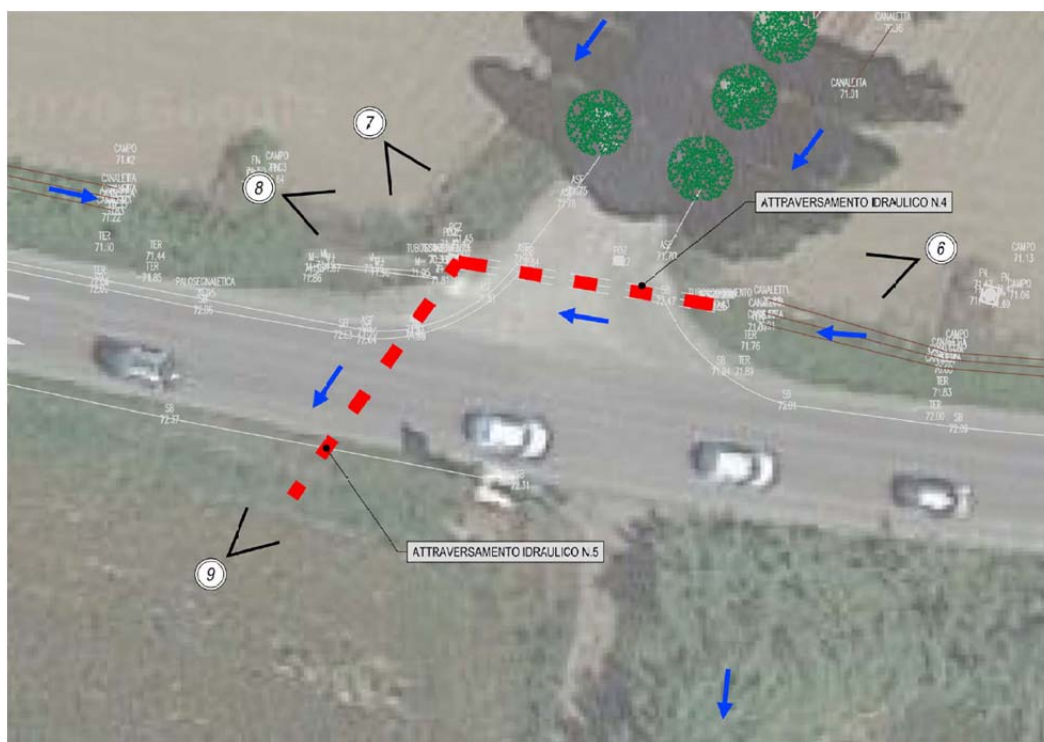


Fig. 7 – Estratto planimetrico attraversamento n.4 e n.5



Fig. 8 – Attraversamento idraulico n.4



Fig. 9 – Attraversamento idraulico n.5

2.4 ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO N.6

L'attraversamento idraulico n.6 è formato da una tubazione in cls Ø 200 attraverso il quale si scaricano le acque bianche provenienti dalla piattaforma stradale e dai fossi campestri direttamente all'interno del Fiume Arno.



Fig. 10 – Estratto planimetrico attraversamento n.6



Fig. 11 – Attraversamento idraulico n.6

3 SOVRAPPOSIZIONE PROGETTO E PGRA

Inoltre sovrapponendo il progetto con il Piano di Gestione Rischio Alluvioni dell'Autorità di Bacino, vista la vicinanza dell'area di intervento con il Fiume Arno, si può vedere come ricada all'interno dell'area definita di Pericolosità da alluvione elevata (P3) e media (P2).



LEGENDA PGRA




	PERICOLOSITÀ DA ALLUVIONE ELEVATA (P3) Tr ≤ 30 anni
	PERICOLOSITÀ DA ALLUVIONE MEDIA (P2) 30 anni < Tr ≤ 200 anni
	PERICOLOSITÀ DA ALLUVIONE BASSA (P1) Tr > 200 anni

Fig. 12 – Estratto Carta PGRA con sovrapposto il progetto

4 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO

Per il dimensionamento delle reti di drenaggio esistono in letteratura diversi metodi, diffusi e convenzionalmente utilizzati (principalmente il *Metodo Cinematico* e il *Metodo dell'Invaso*) che sono basati su uno studio idrologico preliminare dell'area in cui si colloca l'intervento, finalizzato all'individuazione delle caratteristiche pluviometriche.

In questo caso, il dimensionamento è stato effettuato adottando il “*Metodo Cinematico*” specifico per le reti di drenaggio urbano, che si basa sulle seguenti ipotesi:

- la precipitazione è uniformemente distribuita sull'area del bacino;
- la portata stimata ha lo stesso tempo di ritorno T di quello dell'intensità di pioggia;
- l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del tempo di corrivazione t_c (definito come l'intervallo di tempo dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto il bacino/area contribuisce al deflusso nella sezione terminale).

Il metodo, supponendo l'intensità di pioggia uniforme e costante, permette di calcolare la portata di progetto a partire dal tempo di corrivazione, tramite la formula razionale:

$$Q_{\max} = \frac{A \cdot \varphi \cdot i}{3600 \cdot 1000} = \frac{A \cdot \varphi \cdot (a \cdot t_c^{n-1})}{3600 \cdot 1000} [m^3/s] \quad (1)$$

in cui:

- A è la superficie del bacino di pertinenza interessata dalla precipitazione in m^2 ;
- φ è il coefficiente di deflusso, per tenere conto della natura della superficie considerata;
- i è l'intensità di pioggia critica, in mm/ora , espressa come rapporto h_c/t_c ;
- h_c è lo spessore di pioggia critica, in mm , esprimibile tramite la L.S.P.P. (Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica) della zona in questione, per fissato tempo di ritorno T : $h_c(T) = a_T \cdot t_c$;
- a parametro della L.S.P.P., in mm/ore^n , funzione del tempo di ritorno T_r ;
- n parametro della L.S.P.P., adimensionale;
- t_c è il tempo di corrivazione in ore .

Come noto, la portata di progetto da considerare si riferisce ad un evento eccezionale, che statisticamente si suppone avvenga solo una volta nella vita media dell'opera. In questo caso si assume una vita media dell'opera pari a 20 anni e quindi tempo di ritorno coincidente.

4.1 ANALISI PLUVIOMETRICA

I modelli di trasformazione piogge – portate, e quindi anche la formula razionale, per risalire dai valori delle altezze di pioggia alle portate effluenti, presuppongono la determinazione delle *curve di possibilità climatica (C.P.P. dette anche linee segnalatrici di possibilità pluviometrica, L.S.P.P.)*. E' necessario, innanzitutto, ricavare i parametri della curva di possibilità climatica relativa a ciascun tempo di ritorno T_r .

L'espressione generale della curva di possibilità pluviometrica utilizzata come base per i calcoli idraulici è la seguente:

$$h = a \cdot t^n \quad (2)$$

dove:

h è lo spessore di pioggia, in *mm*;

t è la durata della pioggia, in *ore*;

a, n sono i parametri caratteristici della L.S.P.P. e sono funzione del tempo di ritorno T_r ; a è espresso in mm/h^n , n è adimensionale.

La caratterizzazione del regime delle precipitazioni meteoriche ordinarie ed intense dell'area è stata effettuata utilizzando i dati pluviometrici tratti dal *Servizio Idrologico Regionale (S.I.R.)* della Regione Toscana, disponibili sul sito:

<http://www.sir.toscana.it/index.php?IDS=4&IDSS=19>.

In particolare, sono stati analizzati i dati della stazione pluviometrica più vicina all'area di studio, quella di Empoli.

Per un tempo di ritorno pari a 20 anni si ottengono i seguenti valori:

$a (mm/h^n)$	46.36
n	0.25065

Tab. 1 – Parametri LSP

Quindi, la L.S.P.P. considerata è definita dalla seguente espressione:

$$h = 46.36 \cdot t^{0.25065} \quad (3)$$

Per il presente scopo si sceglie una durata di pioggia di 10 minuti, ottenendo uno spessore di pioggia pari a 29,60 mm che corrisponde a 177,52 mm/h.

4.2 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Il coefficiente di deflusso è definito come il rapporto tra il volume d'acqua defluito alla sezione di chiusura di un bacino e gli afflussi per precipitazioni. Infatti non tutto il volume delle acque meteoriche raggiunge la sezione di chiusura, in quanto una quota viene persa per evaporazione, infiltrazione, per ristagno, ecc.

Nel caso in cui la superficie A del bacino sia suddivisa in più superfici A_i , ognuna caratterizzata da un diverso valore del coefficiente di deflusso φ_i , il coefficiente medio per l'intero bacino si ottiene da una media pesata rispetto alle singole superfici, con la seguente espressione:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i A_i}{A} \quad (5)$$

In tal caso la superficie di raccolta è quasi totalmente asfaltata, dunque gli è stata attribuito un coefficiente di deflusso φ pari a 0.9, a favore di sicurezza.

4.3 CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO

Per la scelta della superficie da impiegare nella (1), si sono considerate le diverse aree campite Fig.7, quella verde pari a 2330mq, quella arancio pari a 2500 mq e infine quella blu pari a 670 mq.



Fig. 13 – Superfici di raccolta associate alla condotta in progetto – Lotto 2

Sostituendo nella (1) tutte le grandezze calcolate, si ottengono rispettivamente le portate di progetto Q_{max} corrispondente al tempo di ritorno di 20 anni pari a 102.105 l/s (0.102 mc/s), 123.316 l/s (0.123 mc/s), 33.05 l/s (0.033 mc/s).

4.4 CALCOLO DELLA PORTATA DELLA TUBAZIONE

Il calcolo della portata è stato eseguito applicando le equazioni del moto uniforme nella formulazione monomia di Chezy:

$$Q = A \cdot V = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot j} \quad (6)$$

dove:

Q è la portata di progetto;

V è la velocità;

A è la sezione bagnata;

R è il raggio idraulico, pari a rapporto tra area, A , e contorno bagnato, P ;

j è la cadente piezometrica, che coincide con la pendenza, i ;

χ è il coefficiente di scabrezza, espresso tramite la formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

con k_s coefficiente caratteristico del materiale e dimensionalmente pari a $[m^{(1/3)}s^{(-1)}]$.

Ottenuta la portata di progetto dei diversi tratti del **lotto 2**, è stata calcolata la curva delle portate corrispondente alla tubazione in PVC SN4 collegata alla serie di pozzetti di scarico. Si è ipotizzato un diametro di 400 mm per il primo tratto di fognatura (area campita di verde dal POZ-PR.01 al POZ-PR.04), un diametro di 630 mm per il secondo tratto (area campita di arancio dal POZ-PR.04 al POZ-PR.09) e diametro 400 mm per l'ultima parte (area campita in blu dal POZ-PR.09 al POZ-PR.12) la cui acqua andrà a scaricare direttamente nella canalina in progetto di forma trapezoidale.

- I dati considerati per il primo tratto di fognatura dal **POZ-PR.01 al POZ-PR.04** sono riassunti in Tab. :

D	400 mm
j	0.003
Ks	90 m ^{1/3} /s ⁻¹
L	90 m

Tab. 2 – Caratteristiche delle tubazioni dal POZ-PR.01 al POZ-PR.04

Applicando la formula di Chezy (5) si ottengono i seguenti valori per la scala delle portate:

	h	c	V	Q	V/Vr	Q/Qr	h/r	h/d
	m		m/s	mc/s				
1	0,0200	43,6530	0,2728	0,0006	0,2569	0,0048	0,1000	0,05
2	0,0400	48,7983	0,4260	0,0028	0,4012	0,0209	0,2000	0,1
3	0,0600	51,9881	0,5488	0,0065	0,5168	0,0486	0,3000	0,15
4	0,0800	54,3007	0,6532	0,0117	0,6151	0,0876	0,4000	0,2
5	0,1000	56,0989	0,7441	0,0183	0,7007	0,1370	0,5000	0,25
6	0,1200	57,5520	0,8243	0,0261	0,7761	0,1958	0,6000	0,3
7	0,1400	58,7529	0,8953	0,0351	0,8430	0,2629	0,7000	0,35
8	0,1600	59,7583	0,9581	0,0450	0,9022	0,3370	0,8000	0,4
9	0,1800	60,6045	1,0136	0,0556	0,9544	0,4165	0,9000	0,45
10	0,2000	61,3163	1,0620	0,0667	1,0000	0,5000	1,0000	0,5
11	0,2200	61,9102	1,1038	0,0782	1,0393	0,5857	1,1000	0,55
12	0,2400	62,3975	1,1389	0,0897	1,0724	0,6718	1,2000	0,6
13	0,2600	62,7849	1,1675	0,1009	1,0993	0,7564	1,3000	0,65
14	0,2800	63,0752	1,1892	0,1117	1,1198	0,8372	1,4000	0,7
15	0,3000	63,2672	1,2038	0,1217	1,1335	0,9119	1,5000	0,75
16	0,3200	63,3545	1,2104	0,1305	1,1397	0,9775	1,6000	0,8
17	0,3400	63,3223	1,2080	0,1375	1,1374	1,0304	1,7000	0,85
18	0,3600	63,1390	1,1941	0,1422	1,1243	1,0658	1,8000	0,9
19	0,3800	62,7231	1,1629	0,1434	1,0950	1,0745	1,9000	0,95
20	0,4000	61,3163	1,0620	0,1335	1,0000	1,0000	2,0000	1

Tab. 3 – Valori relativi alla portata di progetto della tubazione in PVC D400mm

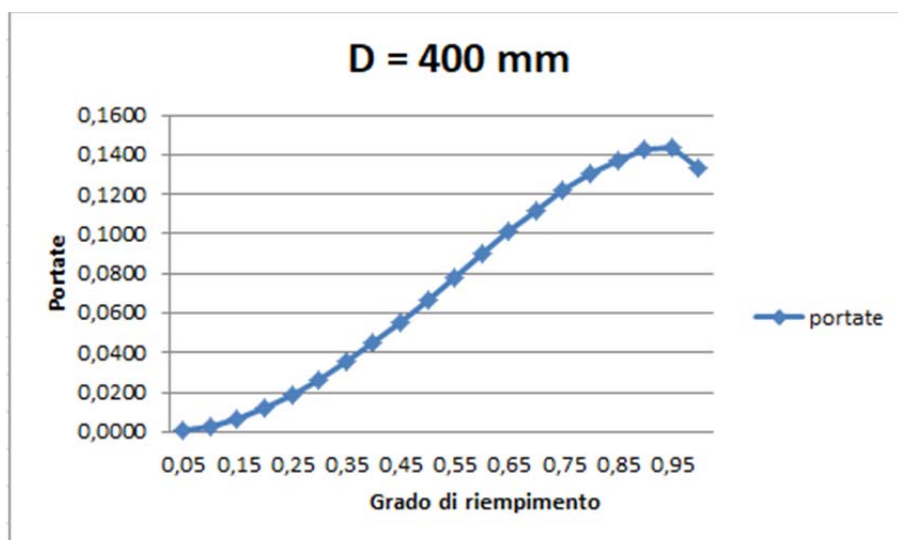


Fig. 14 - Curva delle portate della tubazione in PVC D400mm

La massima portata pari a 0.103 mc/s è smaltita dalla tubazione in PVC D400 mm proposta e corrisponde a un grado di riempimento di circa il 65% e a un tirante idrico di 0.26 m.

Pertanto il diametro di 400 mm risulta adeguato per le tubazioni da installare nella primo tratto relativo al Lotto 2, condotta che andrà poi a scaricare nell'attraversamento esistente in prossimità dell'inizio dell'intervento.

- I dati considerati per il tratto di fognatura dal **POZ-PR.04 al POZ-PR.09** sono riassunti in Tab. :

D	630 mm
j	0.003
Ks	90 m ^{1/3} /s ⁻¹
L	97 m

Tab. 4 – Caratteristiche delle tubazioni dal POZ-PR.04 al POZ-PR.09

Applicando la formula di Chezy (5) si ottengono i seguenti valori per la scala delle portate:

	h	c	V	Q	V/Vr	Q/Qr	h/r	h/d
	m		m/s	mc/s				
1	0,0315	47,0862	0,3693	0,0022	0,2569	0,0048	0,1000	0,05
2	0,0630	52,6362	0,5767	0,0094	0,4012	0,0209	0,2000	0,1
3	0,0945	56,0770	0,7430	0,0218	0,5168	0,0486	0,3000	0,15
4	0,1260	58,5714	0,8842	0,0392	0,6151	0,0876	0,4000	0,2
5	0,1575	60,5110	1,0073	0,0614	0,7007	0,1370	0,5000	0,25
6	0,1890	62,0784	1,1158	0,0878	0,7761	0,1958	0,6000	0,3
7	0,2205	63,3738	1,2119	0,1178	0,8430	0,2629	0,7000	0,35
8	0,2520	64,4582	1,2970	0,1510	0,9022	0,3370	0,8000	0,4
9	0,2835	65,3710	1,3721	0,1867	0,9544	0,4165	0,9000	0,45
10	0,3150	66,1387	1,4377	0,2241	1,0000	0,5000	1,0000	0,5
11	0,3465	66,7794	1,4942	0,2625	1,0393	0,5857	1,1000	0,55
12	0,3780	67,3050	1,5418	0,3011	1,0724	0,6718	1,2000	0,6
13	0,4095	67,7228	1,5804	0,3390	1,0993	0,7564	1,3000	0,65
14	0,4410	68,0360	1,6099	0,3752	1,1198	0,8372	1,4000	0,7
15	0,4725	68,2431	1,6296	0,4087	1,1335	0,9119	1,5000	0,75
16	0,5040	68,3373	1,6386	0,4381	1,1397	0,9775	1,6000	0,8
17	0,5355	68,3025	1,6352	0,4618	1,1374	1,0304	1,7000	0,85
18	0,5670	68,1048	1,6164	0,4776	1,1243	1,0658	1,8000	0,9
19	0,5985	67,6562	1,5742	0,4815	1,0950	1,0745	1,9000	0,95
20	0,6300	66,1387	1,4377	0,4482	1,0000	1,0000	2,0000	1

Tab. 5 – Valori relativi alla portata di progetto della tubazione in PVC D630mm

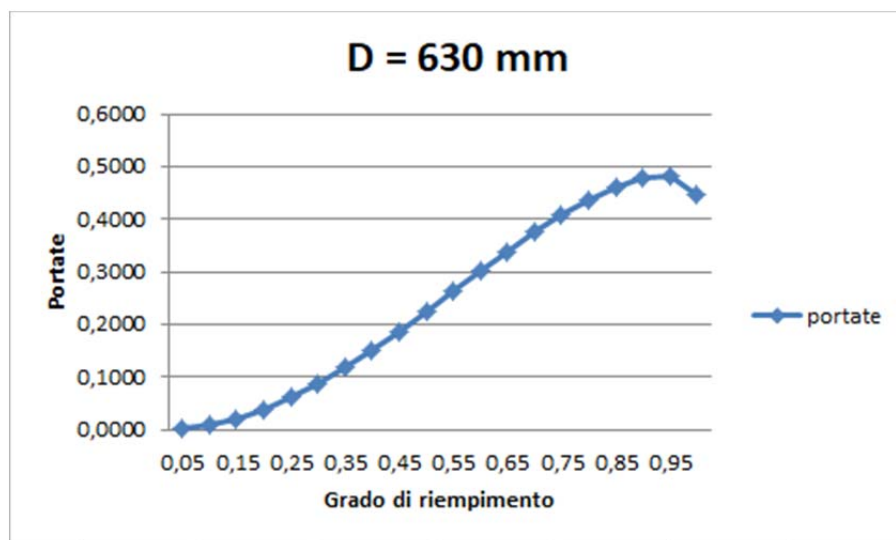


Fig. 15 - Curva delle portate della tubazione in PVC D630mm

La massima portata pari a 0.111 mc/s è smaltita dalla tubazione in PVC D630 mm proposta e corrisponde a un grado di riempimento di circa il 35% e a un tirante idrico di 0.22 m.

Pertanto il diametro di 630 mm risulta adeguato per le tubazioni da installare nel tratto compreso tra POZ-PR.04 al POZ-PR.09. La condotta in progetto andrà poi a scaricare le acque di piattaforma raccolte all'interno dell'attraversamento esistente in prossimità della sez.5.

- I dati considerati per l'ultima parte di fognatura del lotto 2 dal **POZ-PR.09 al POZ-PR.12** sono riassunti in Tab. :

D	400 mm
j	0.002
Ks	90 m ^{1/3} /s ⁻¹
L	60 m

Tab. 6 – Caratteristiche delle tubazioni dal POZ-PR.09 al POZ-PR.12

Applicando la formula di Chezy (5) si ottengono i seguenti valori per la scala delle portate:

	h	c	V	Q	V/Vr	Q/Qr	h/r	h/d
	m		m/s	mc/s				
1	0,0200	43,6530	0,2228	0,0005	0,2569	0,0048	0,1000	0,05
2	0,0400	48,7983	0,3479	0,0023	0,4012	0,0209	0,2000	0,1
3	0,0600	51,9881	0,4481	0,0053	0,5168	0,0486	0,3000	0,15
4	0,0800	54,3007	0,5333	0,0095	0,6151	0,0876	0,4000	0,2
5	0,1000	56,0989	0,6076	0,0149	0,7007	0,1370	0,5000	0,25
6	0,1200	57,5520	0,6730	0,0213	0,7761	0,1958	0,6000	0,3
7	0,1400	58,7529	0,7310	0,0287	0,8430	0,2629	0,7000	0,35
8	0,1600	59,7583	0,7823	0,0367	0,9022	0,3370	0,8000	0,4
9	0,1800	60,6045	0,8276	0,0454	0,9544	0,4165	0,9000	0,45
10	0,2000	61,3163	0,8671	0,0545	1,0000	0,5000	1,0000	0,5
11	0,2200	61,9102	0,9012	0,0638	1,0393	0,5857	1,1000	0,55
12	0,2400	62,3975	0,9299	0,0732	1,0724	0,6718	1,2000	0,6
13	0,2600	62,7849	0,9533	0,0824	1,0993	0,7564	1,3000	0,65
14	0,2800	63,0752	0,9710	0,0912	1,1198	0,8372	1,4000	0,7
15	0,3000	63,2672	0,9829	0,0994	1,1335	0,9119	1,5000	0,75
16	0,3200	63,3545	0,9883	0,1065	1,1397	0,9775	1,6000	0,8
17	0,3400	63,3223	0,9863	0,1123	1,1374	1,0304	1,7000	0,85
18	0,3600	63,1390	0,9749	0,1161	1,1243	1,0658	1,8000	0,9
19	0,3800	62,7231	0,9495	0,1171	1,0950	1,0745	1,9000	0,95
20	0,4000	61,3163	0,8671	0,1090	1,0000	1,0000	2,0000	1

Tab. 7 – Valori relativi alla portata di progetto della tubazione in PVC D400mm

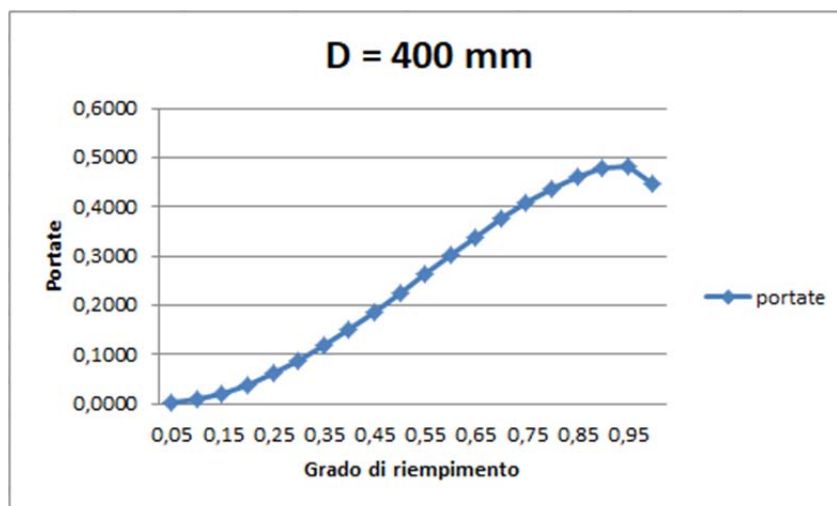


Fig. 16 - Curva delle portate della tubazione in PVC D400mm

La massima portata pari a 0.033 mc/s è smaltita dalla tubazione in PVC D400 mm proposta e corrisponde a un grado di riempimento di circa il 40% e a un tirante idrico di 0.16 m.

Pertanto il diametro di 400 mm risulta adeguato per le tubazioni da installare nel tratto compreso tra POZ-PR.09 al POZ-PR.12.

4.5 DIMENSIONAMENTO DELLA ZANELLA DI PROGETTO

Il dimensionamento della zanelle si può svolgere utilizzando le formule di moto uniforme con riferimento alla portata che compete alla sezione terminale del tratto compreso tra due caditoie.

La massima portata Q_c transitante nella cunetta potrà essere calcolata con la formula di Gauckler-Strickler, considerando:

- $A = b^2 * j / 2$, area liquida nella cunetta;
- $R_h = b * j / 2$
- i = pendenza longitudinale media della strada;
- $Q = K_s * R_h^{2/3} * i^{1/2} * A$, portata calcolata con la formula di Gauckler-Strickler dove b rappresenta la larghezza della cunetta e j è la sua pendenza trasversale.

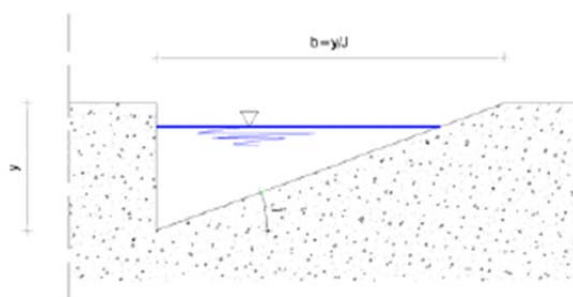


Fig. 17 – Schema idraulico delle zanelle

La portata calcolata Q_c dovrà essere maggiore o uguale alla portata Q che defluisce dalla carreggiata.

i	0.01
j	0.08
K_s	$80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$
b	0.25 m

Si ottiene una portata pari a 9,28 l/s, la quale risulta essere maggiore di quella di progetto per Tr 20 anni, pari a 5,33 l/s.

4.6 DIMENSIONAMENTO DEL FOSSO DI GUARDIA

I fossi di guardia rappresentano un'importante opera a difesa del corpo stradale; essi servono per convogliare negli impluvi naturali le acque superficiali che, per la naturale

conformazione del terreno, verrebbero altrimenti a raccogliersi ai piedi del rilevato od a invadere le trincee provocando, così, cedimenti dei rilevati o delle scarpate delle trincee. In generale, la sezione di un fosso di guardia ha forma trapezoidale e, in taluni casi, triangolare. La prima presenta, di norma, una base minore avente lunghezza pari a 30 cm onde permettere ai mezzi meccanici di rimuovere i materiali depositati dalla corrente o franati dalle sponde; l'inclinazione di queste ultime viene stabilita in funzione della natura del terreno (ove occorre inserire il canale) e del materiale con cui realizzare il rivestimento. Di norma per i canali in terra la scarpa è compresa fra 1/1 e 2/1: il primo di tali valori è ammissibile solo per terreni prevalentemente argillosi, compatti, con sponde rivestite in zolle, il secondo è adoperato, invece, nel caso di terreni sciolti.

Dal punto di vista esecutivo è opportuno realizzare canali non molto profondi, in modo da mantenere la velocità massima della corrente entro limiti accettabili e contenere, al tempo stesso, le spese di costruzione; è altresì preferibile adoperare una larghezza non eccessiva per evitare che si verifichino velocità troppo basse per le portate più piccole. Per i fossi con sponde in terra, la velocità della corrente deve essere compresa tra un valore massimo (60 cm/sec.), tale da evitare le erosioni delle pareti e del fondo, ed un minimo tale da evitare depositi (30cm/sec.).

Si ipotizzi di voler procedere alla verifica (utilizzando la curva di probabilità pluviometrica) di un fosso di guardia (Fig. 5), che debba smaltire le acque di piattaforma e delle scarpate dell'area di intervento. Le caratteristiche dell'asta sono le seguenti:

Area = 0,001 Km²

Lunghezza asta principale = 0,070 Km

Altezza media s.l.m. = 97 m

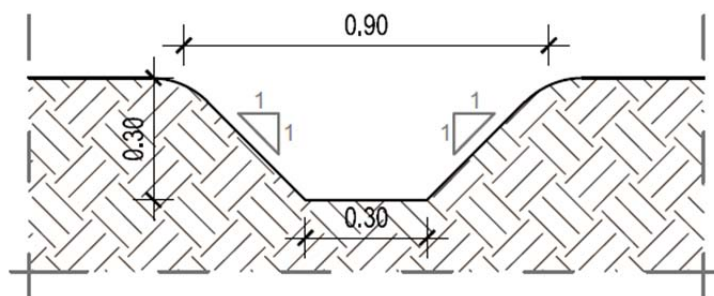


Fig. 18 – Sezione fosso di guardia

Com'è noto la massima portata di deflusso si ha per piogge cadute in un intervallo temporale pari al tempo di corrivazione t_c che può essere ricavato agevolmente tramite la nota formula di Giandotti:

$$t_c = (1.5 L + 4 A^{0.5}) / [0.8 (H)^{0.5}]$$

in cui :

- L (Km) lunghezza dell'asta principale;
- A (Kmq) area bacino;
- H (m) altitudine media del bacino.

Per cui risulta

$$t_c = 0.029 \text{ h}$$

che sostituito nella:

$$h(t_c) = 46.36 t_c^{0.25065}$$

si ottiene un $h(t_c)$ pari a 19.150 mm.

Quindi, l'intensità di pioggia è:

$$i = h(t_c) / t_c = 660.34 \text{ mm/h}$$

La massima portata che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino si ottiene tramite la:

$$Q = \varphi i A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

In cui:

A = 0,001 Kmq area bacino

i=660.34 mm/h intensità di pioggia

φ=0.5 coefficiente di deflusso

per cui si ha:

$$Q = 0.092 \text{ mc/s}$$

Per la determinazione della portata massima che può defluire attraverso il fosso di guardia, si applica la nota relazione di Chezy:

$$Q' = \chi A (R i)^{1/2}$$

Con:

$\chi = cR^{1/6}$ coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler

c = 60 coeff. di resistenza per fossi inerbiti

A area sezione bagnata

R=A/P raggio idraulico dove P = perimetro bagnato

i pendenza fosso di guardia pari a minimo 1.0%

Considerando un grado di riempimento massimo del 75% del fosso, si ha:

$$A = 0.12 \text{ mq}$$

$$P = 1.6 \text{ m}$$

$$R=0.075 \text{ m}$$

Da cui, si perviene ad una portata pari a:

$$Q'=0.128 \text{ mc/s}$$

Quindi, essendo la portata, che può defluire attraverso il fosso di guardia, maggiore della massima portata prevedibile:

$$Q' > Q$$

la verifica idraulica in esame risulta soddisfatta.

4.7 DIMENSIONAMENTO DELLE CADITOIE STRADALI

Le caditoie in progetto sono costituite da un pozzetto di raccolta prefabbricato, con soprastante griglia in ghisa sferoidale che consente all'acqua di affluire al pozzetto di raccolta e da qui alla rete in progetto.

Le caditoie presentano due diverse dimensioni esterne:

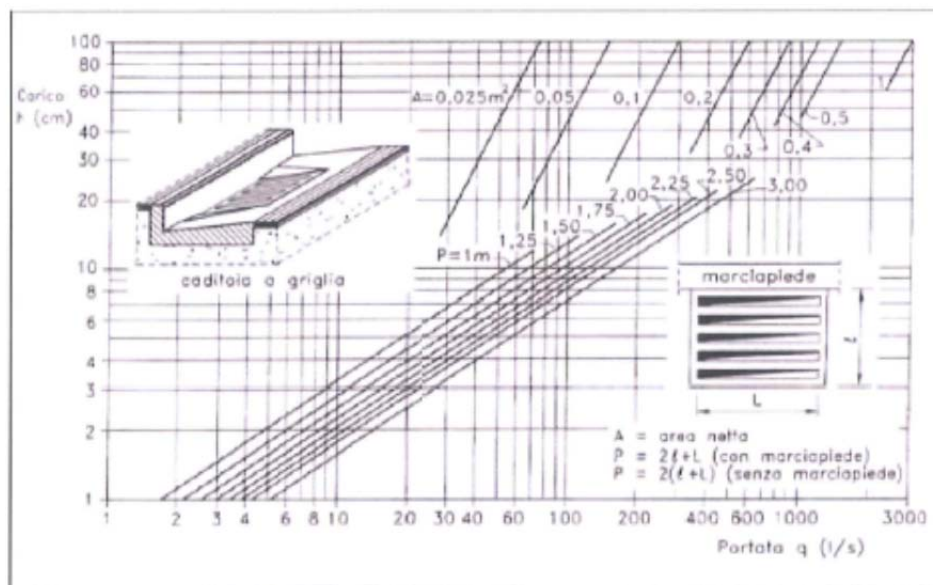
- 50x50 cm con caditoia in ghisa sferoidale classe D400 (UNI EN 124:2015) in prossimità della zanella a doppio petto;
- 26x45 con caditoia in ghisa sferoidale classe C250 (UNI EN 124:2015) in corrispondenza della zanella ad un petto.

Il perimetro idraulicamente attivo è $P = 2 \times 40 + 2 \times 40 = 160 \text{ cm}$.

Per la portata usiamo $Q = C \times P \times h \times 2 \times g \times h$ con h il carico della luce a stramazzo di progetto 0.02 m; C è un coefficiente pari a 0.385; g è l'accelerazione di gravità.

In alternativa si può usare il grafico seguente in cui è riportato il valore del parametro P .

Una caditoia è in grado di far defluire circa 8 l/sec.



Si prevede quindi di disporre una caditoia ad interasse di 22.00 m.

I tubi di raccordo tra la rete in progetto e le nuove caditoie di raccolta sono DN 200 in PVC SN4.