



COMUNE DI VINCI
CITTÀ METROPOLITANA DI FIRENZE

Strada Provinciale 13 Via Leonardo Da Vinci messa in sicurezza del tratto "zona commerciale Via L. Da Vinci - impianti sportivi" attraverso la realizzazione di un percorso protetto per l'utenza debole

Intervento finanziato con fondi PNRR - Missione 2 - Componente c4 - Investimento 2.2
CUP J77h19001390001

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:	Erica Gradassi, 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 / 5058180
info@abacusprogetti.it - www.abacusprogetti.it

CARTELLA U3 OPERE DI URBANIZZAZIONE

U3_RRH01

Relazione idraulica

COMMESSA				LIV.	CART.	TIPO	ELAB.	N.	SAVE	NOME FILE	SCALA
2	0	1	9	E	U3	R	RH	01	00	2019_E_U3_RRH01_00.doc	
REV.	DATA			REDAZIONE		VERIFICA		APPROVAZIONE	VISTO COMMITT.	DESCRIZIONE	
0	Dicembre 2022			E.Gradassi		S.Berretta		M.Serafini		Consegna progetto esecutivo	
1											
2											
3											

COMUNE DI VINCI

STRADA PROVINCIALE 13 VIA LEONARDO DA VINCI MESSA IN SICUREZZA DEL TRATTO “ZONA COMMERCIALE VIA L. DA VINCI – IMPIANTI SPORTIVI” ATTRAVERSO LA REALIZZAZIONE DI UN PERCORSO PROTETTO PER L’UTENZA DEBOLE

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE IDRAULICA

INDICE

1	PREMESSA	3
2	ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI ESISTENTI	4
2.1	attraversamento idraulico n.5.....	5
2.2	attraversamento idraulico n.6.....	6
2.3	attraversamento idraulico n.7.....	7
2.4	attraversamento idraulico n.8.....	9
2.5	attraversamento idraulico n.9.....	10
2.6	attraversamento idraulico n.10.....	11
3	SOVRAPPOSIZIONE PROGETTO E PGRA	12
4	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	13
4.1	Analisi Pluviometrica.....	14
4.2	Calcolo del coefficiente di deflusso	15
4.3	Calcolo della portata di progetto	16
4.4	Calcolo della portata della tubazione.....	17
4.5	Dimensionamento del fosso di guardia.....	20
4.6	Mezzo tubo.....	23

1 PREMESSA

Il progetto si propone di rendere la fascia infrastrutturale ed urbanistica di interesse maggiormente frequentata da modi di trasporto riconducibili alla modalità “dolce”, (ciclopeditoni e mezzi elettrici individuali alternativi), fornendo una significativa continuit  ai percorsi esistenti, gi  realizzati nei precedenti tratti, in modo da ottenere un *continuum* ciclopeditonale di connessione inter-quartiere verso *centroidi* O/D comunali e intercomunali.

È prevista, quindi, la realizzazione di un’ulteriore percorso, che a partire dal termine del lotto appena realizzato, ne permette il completamento fino all’area sportiva in successione continua tra loro. Questa nuova realizzazione prevede anche la progettazione di una nuova rete di smaltimento delle cosiddette acque bianche.

La presente relazione idraulica ha lo scopo di:

- valutare la capacit  di smaltimento delle acque meteoriche da parte della nuova rete di drenaggio costituita 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 modalit  di prolungamento degli attraversamenti idraulici esistenti.

Le tubazioni saranno poste al di sotto della pista ciclo-pedonale per poi scaricare le acque nel reticolo idrografico esistente o lungo le canaline in progetto.

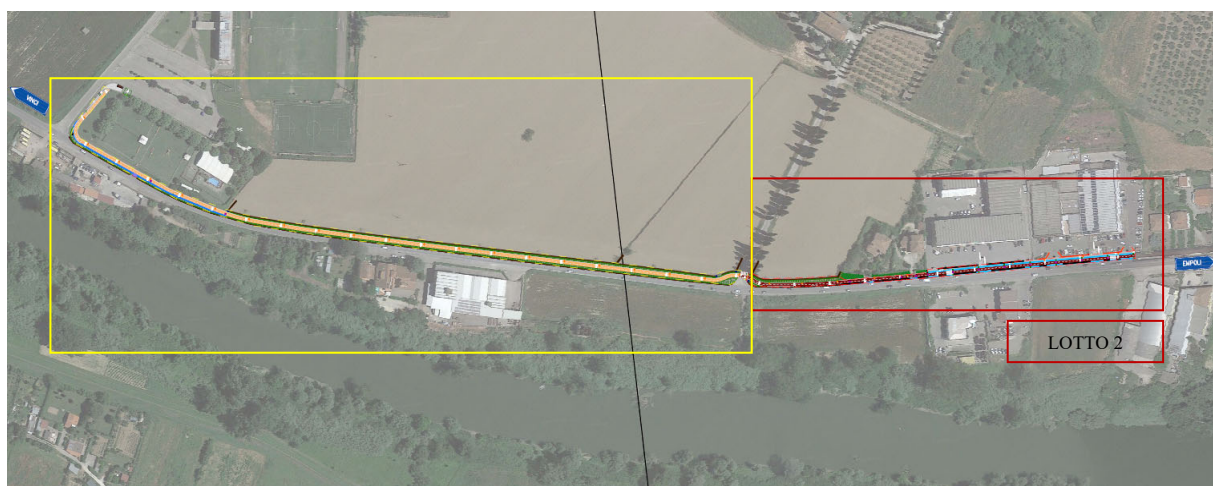


Fig. 1 – Inquadramento dell’area di progetto

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 ha una pendenza a schiena d'asino, mentre in quelli in curva la pendenza è unica in direzione del centro della curva. L'acqua di piattaforma stradale, lungo il percorso in progetto, sarà raccolta da tubazioni in cls prefabbricate a sezione semicircolare poste tra la sede stradale e la pista in progetto, confluirà poi attraverso dei pozzetti prefabbricati in delle tubazioni in PVC fino a scaricare nei fossi di guardia limitrofi o negli attraversamenti idraulici esistenti posti lungo il tracciato.

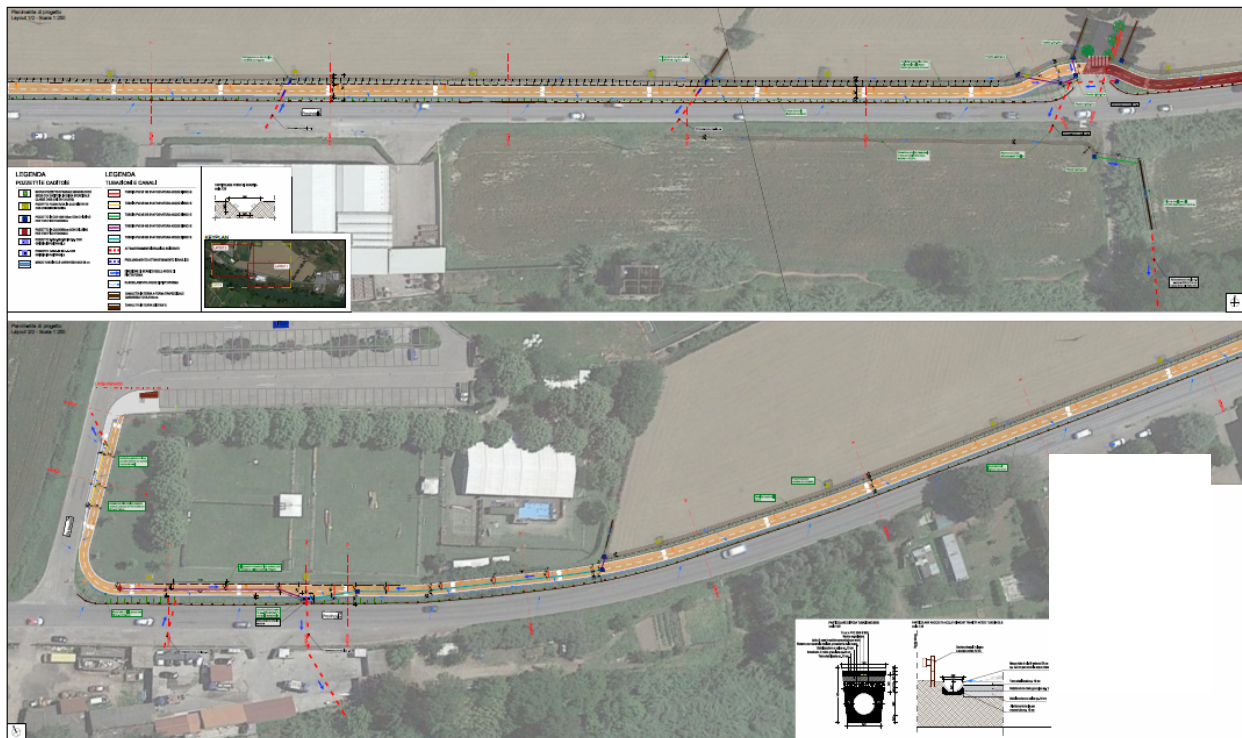


Fig. 2 – Estratto planimetria di sistemazione idraulica – Lotto 3

Invece per quanto riguarda lo smaltimento delle acque bianche provenienti dalla pista in progetto, le pendenze trasversali scelte fanno sì che l'acqua di dilavamento confluirà all'interno del mezzo tubo in cls, posto tra la pista e la sede stradale. Il mezzo tubo prefabbricato in cls convoglierà le acque di dilavamento nei nuovi pozzetti prefabbricati che a loro volta getteranno l'acqua negli attraversamenti idraulici esistenti.

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 al Fiume Arno. 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.5

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.

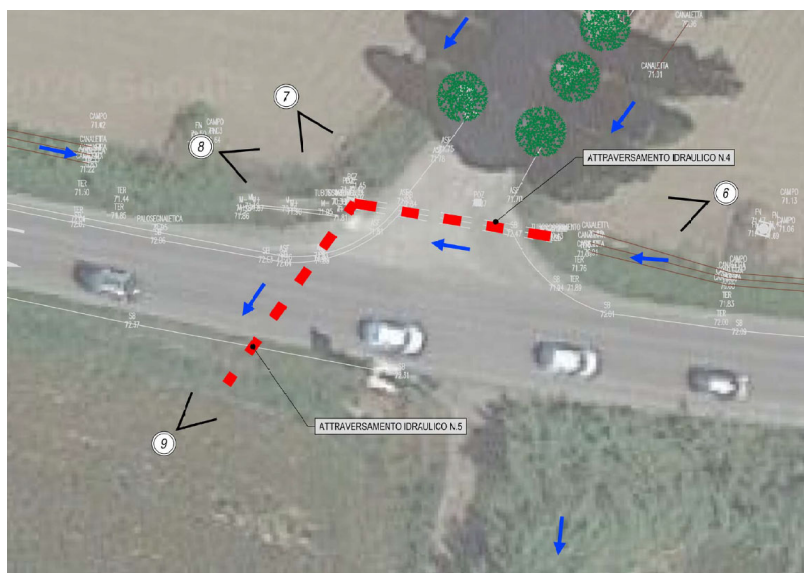


Fig. 3 – Estratto planimetrico attraversamento n.5



Fig. 4 – Attraversamento idraulico n.5

2.2 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. 5 – Estratto planimetrico attraversamento n.6



Fig. 6 – Attraversamento idraulico n.6

2.3 ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO N.7

L’attraversamento idraulico n.7 attraversa la SP 13, si sviluppa per una lunghezza di circa 13,00 m ed è costituito da una tubazione in cls Ø100 cm la quale risulta in buone condizioni.

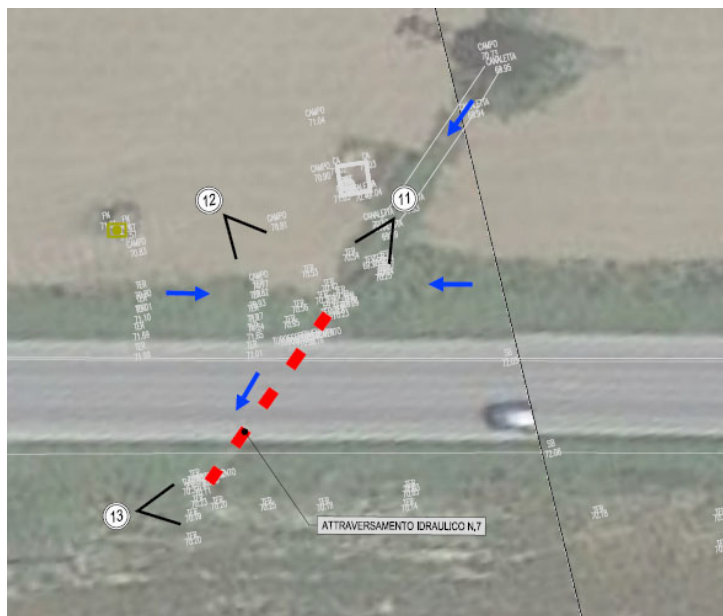


Fig. 7 – Estratto planimetrico attraversamento n.7



Fig. 8 – Attraversamento idraulico n.7

La pista ciclo-pedonale verrà realizzata in corrispondenza della scarpata esistente della SP13, cioè vicino l'ingresso dell'attraversamento n.7, ciò fa sì che si ha bisogno di un prolungamento dell'attraversamento stesso. Si prevede la realizzazione di tale prolungamento attraverso una tubazione in cls dello stesso diametro di quello esistente Ø100 cm per una lunghezza pari a 5,15 m. Tale prolungamento non andrà a modificare la sezione idraulica, ma si tratterà solo di un'estensione dell'esistente.

Il progetto in oggetto prevede anche la realizzazione del fosso di guardia posto in corrispondenza dell'uscita dell'attraversamento n.7. Verrà quindi realizzato un fosso campestre di forma trapezoidale con larghezza massima pari a SP 13 per poi far scorrere l'acqua lungo una nuova tubazione interrata in PVC che collegherà il fosso esistente e quello in progetto, fino allo scarico diretto nel Fiume Arno.

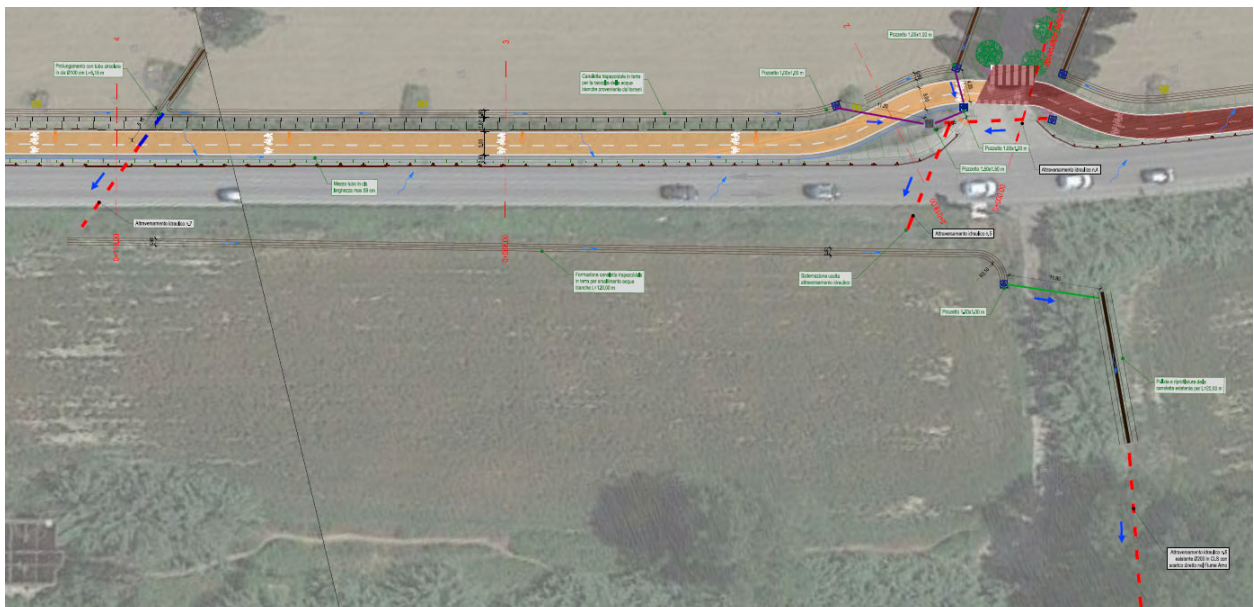


Fig. 9 – Estratto planimetrico

2.4 ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO N.8

Anche l'attraversamento idraulico n.8 costituito da uno scatolare in cls Ø100 cm oltrepassa la SP 13 e si sviluppa per una lunghezza di circa 10,00.

Questo attraversamento risulta essere in buone condizioni ma attualmente si trova ad essere ostruito per oltre il 70%, per cui all'interno del progetto vi è compresa la pulizia della tubazione in modo da riottenerne la completa efficienza.

Anche in questo caso, data la posizione in cui verrà realizzata la pista, sarà necessario un prolungamento dell'attraversamento idraulico. Tale estensione verrà realizzata mediante una tubazione in cls Ø100 cm per una lunghezza pari a 5,40 m che oltrepasserà la sede ciclo-pedonale.

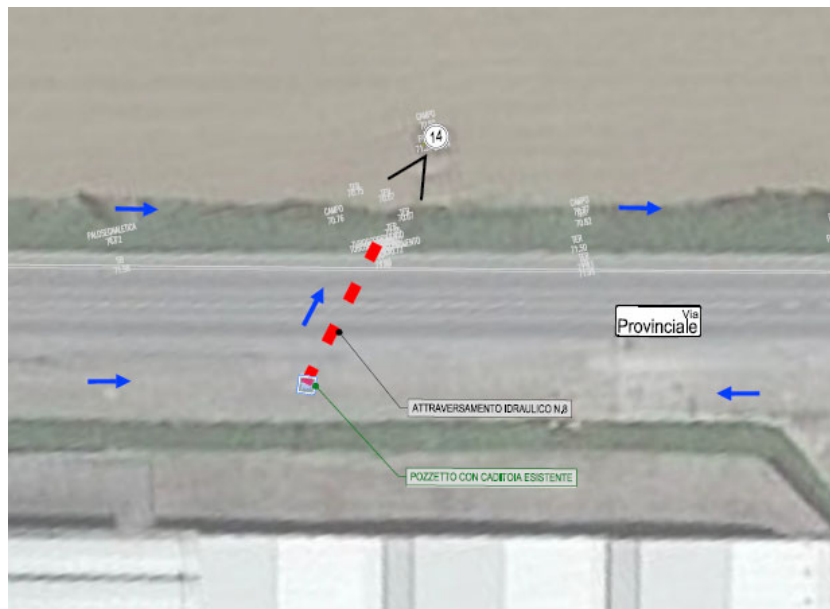


Fig. 10 – Estratto planimetrico attraversamento n.8



Fig. 11 – Attraversamento idraulico n.8

2.5 ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO N.9

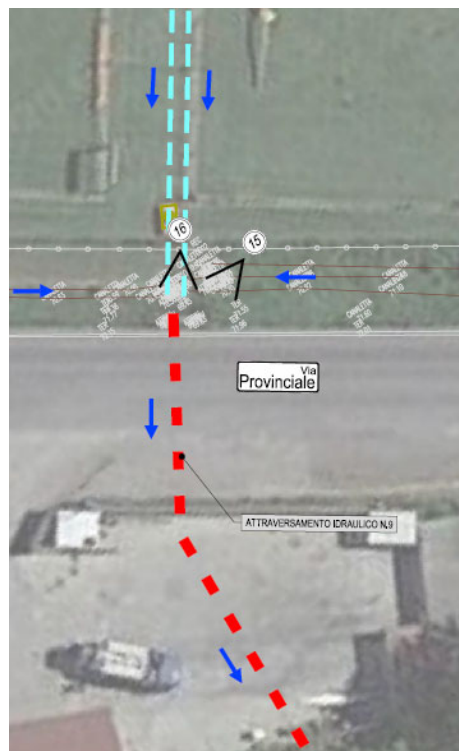
L'attraversamento n.9 risulta essere quello più sovraccaricato, oltrepassa la SP 13 e trasporta l'acqua fino al Fiume Arno.

In corrispondenza di questo attraversamento si innestano n.2 tubazioni in pvc Ø300 per lo scarico delle acque bianche provenienti dal parcheggio antistante l'agility dog, e il fosso campestre dal quale scorre l'acqua del campo sportivo principale e ausiliario.



Fig. 12 – Attraversamento idraulico n.9

Come precedentemente accennato, in corrispondenza dell'attraversamento in questione, verrà realizzato un pozzetto gettato in opera in c.a. 2.50x1.50x2.60 con chiusino formato da una griglia ispezionabile, nel quale confluiranno sia le acque della piattaforma stradale e ciclabile, sia quelle provenienti dal parcheggio dell'amore che dal centro sportivo, per poi scorrere verso il Fiume Arno.



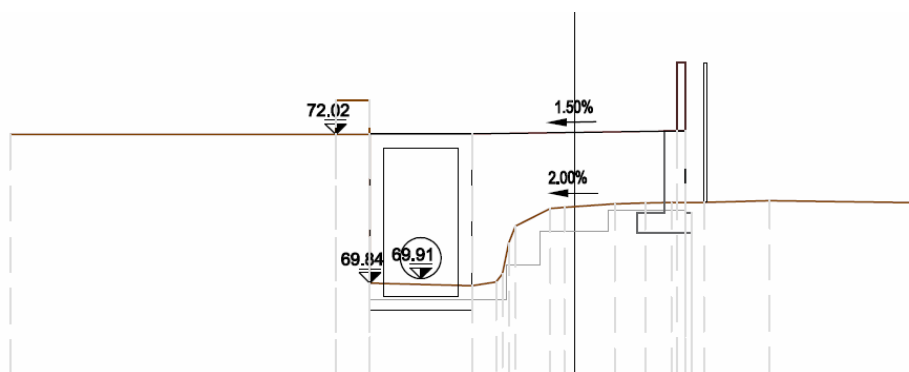


Fig. 13 – Sezione trasversale con pozzetto gettato in opera in c.a.

2.6 ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO N.10

Infine, poco prima dell'intersezione tra la SP 13 e Via Villa Alessandri, vi è l'ultimo attraversamento, anch'esso quasi completamente ostruito, da come si evince dalla foto sottostante, mediante il quale l'acqua proveniente dal piazzale privato posto sul lato opposto della strada e quella della sede stradale, va a scaricare ai piedi dell'area verde dell'agility dog.

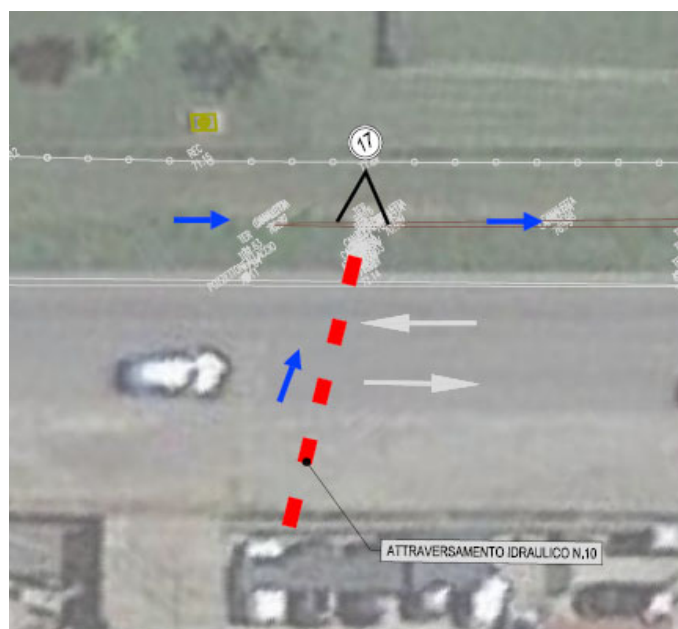


Fig. 14 – Estratto planimetrico attraversamento n.10



Fig. 15 – Attraversamento idraulico n.10

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. 16 – 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 ;
- 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/hⁿ*, 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>.

TEMPO DI RITORNO in ANNI:
 DURATA PIOGGIA in ORE:
 STAZIONI:
 LAT: LON: AREE:
 H = 48.38 [mm] altezza di pioggia (a = 48.37700, n = 0.23248)

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

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

a (mm/h ⁿ)	48.38
n	0.2325

Tab. 1 – Parametri LSPP

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

$$h = 48.38 \cdot t^{0.2325} \quad (3)$$

Per il presente scopo si sceglie una durata di pioggia di 10 minuti, ottenendo uno spessore di pioggia pari a 31,89 mm che corrisponde a 191,44 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:

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

La pista ciclo-pedonale in progetto lungo il lotto 3 sarà realizzata in terra stabilizzata e non in conglomerato bituminoso come per i precedenti lotti e ciò implica un diverso coefficiente di deflusso.

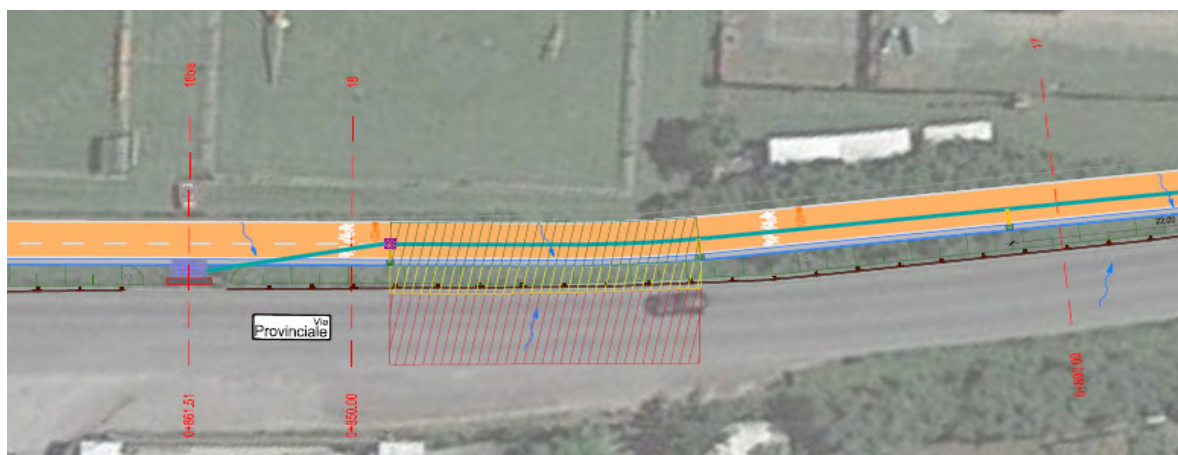


Fig. 17 – Superfici con diverso coefficiente di deflusso – Lotto 3

La superficie di raccolta si suddivide in due parti: la strada (zona retinata in rosso in Fig.6 $\phi=0.9$, $A=125$ mq), la scarpata (zona retinata in giallo in Fig.6 $\phi=0.3$, $A=48$ mq) e la pista ciclopedonale (zona retinata in verde in Fig.6 $\phi=0.3$, $A=76$ mq). Inoltre in seguito a valutazioni e sopralluoghi effettuati sul posto, si è riscontrato che nell'attraversamento n.9 confluiscono non solo le acque della pista ciclabile ma anche quelle del parcheggio annesso e quelli degli scarichi del campo sportivo principale e ausiliario.

Sostituendo nella (5) si ottiene un valore del coefficiente di deflusso ϕ pari a **0.60**.

4.3 CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO

Per la scelta della superficie da impiegare nella (1), si è considerata l'area campita in rosso in Fig.8 pari a circa 12.100 mq (comprensiva del parcheggio limitrofo e dell'area verde agility dog poiché risultano scaricare nell'attraversamento esistente n.9) e quella in celeste pari a circa 270,00 mq.

Sostituendo nella (1), si ottiene una portata di progetto Q_{max} corrispondente al tempo di ritorno di 20 anni pari a 386,07 l/s (0.386 m³/s) per l'area in rosso e pari a 14.36 l/s (0.014 mc/s).

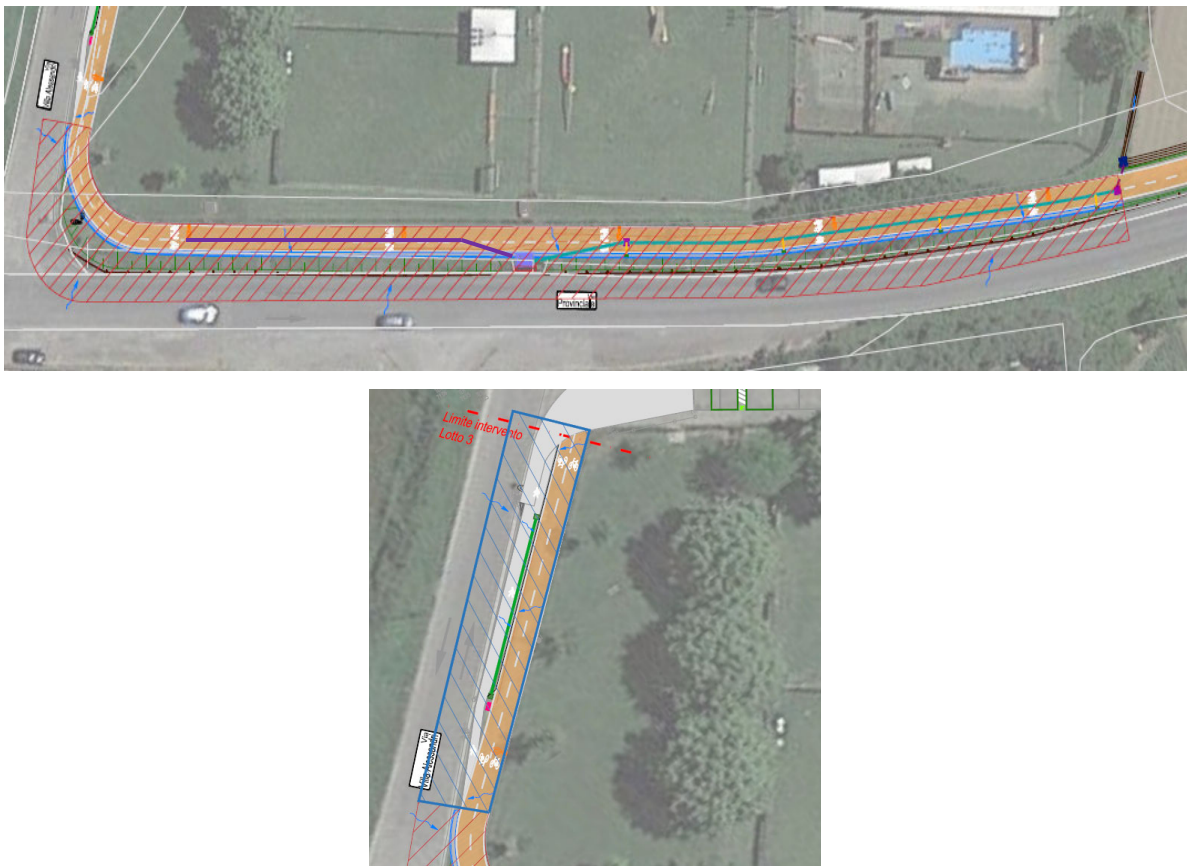


Fig. 18 – Superfici di raccolta associate alla condotta in progetto – Lotto 3

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 3**, 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 630 mm (area campita di rosso compresa tra la sez.10 e la sez.12-A), un diametro di 250 mm in prossimità della fine intervento (area campita in celeste).

- I dati considerati per il primo tratto di fognatura sono riassunti in:

D	630 mm
j	0.01
Ks	90 m ^{1/3} /s ⁻¹
L	80 m

Tab. 2 – Caratteristiche della tubazione

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	0,6743	0,0039	0,2569	0,0048	0,1000	0,05
2	0,0630	52,6362	1,0530	0,0171	0,4012	0,0209	0,2000	0,1
3	0,0945	56,0770	1,3565	0,0398	0,5168	0,0486	0,3000	0,15
4	0,1260	58,5714	1,6144	0,0717	0,6151	0,0876	0,4000	0,2
5	0,1575	60,5110	1,8391	0,1121	0,7007	0,1370	0,5000	0,25
6	0,1890	62,0784	2,0372	0,1602	0,7761	0,1958	0,6000	0,3
7	0,2205	63,3738	2,2126	0,2151	0,8430	0,2629	0,7000	0,35
8	0,2520	64,4582	2,3680	0,2757	0,9022	0,3370	0,8000	0,4
9	0,2835	65,3710	2,5050	0,3408	0,9544	0,4165	0,9000	0,45
10	0,3150	66,1387	2,6248	0,4091	1,0000	0,5000	1,0000	0,5
11	0,3465	66,7794	2,7280	0,4792	1,0393	0,5857	1,1000	0,55
12	0,3780	67,3050	2,8149	0,5497	1,0724	0,6718	1,2000	0,6
13	0,4095	67,7228	2,8854	0,6189	1,0993	0,7564	1,3000	0,65
14	0,4410	68,0360	2,9392	0,6850	1,1198	0,8372	1,4000	0,7
15	0,4725	68,2431	2,9751	0,7461	1,1335	0,9119	1,5000	0,75
16	0,5040	68,3373	2,9916	0,7998	1,1397	0,9775	1,6000	0,8
17	0,5355	68,3025	2,9855	0,8431	1,1374	1,0304	1,7000	0,85
18	0,5670	68,1048	2,9511	0,8721	1,1243	1,0658	1,8000	0,9
19	0,5985	67,6562	2,8741	0,8792	1,0950	1,0745	1,9000	0,95
20	0,6300	66,1387	2,6248	0,8182	1,0000	1,0000	2,0000	1

Tab. 3 – Valori relativi alla portata di progetto della tubazione in PVC D630mm

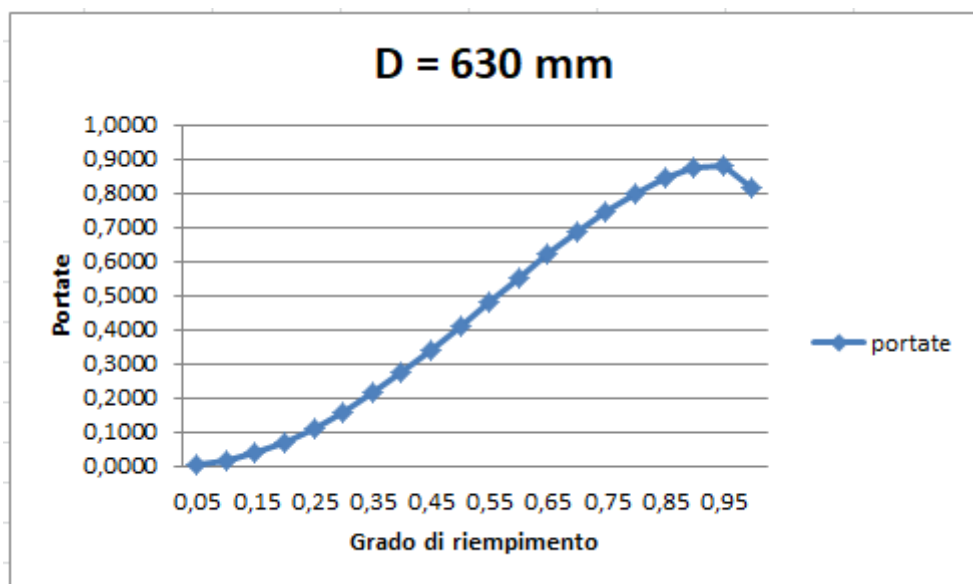


Fig. 19 - Curva delle portate della tubazione in PVC D630mm

La massima portata pari a 0,386 mc/s è smaltita dalla tubazione in PVC D630 mm proposta e corrisponde a un grado di riempimento di circa il 50% e a un tirante idrico di 0,315 m.

Pertanto il diametro di 630 mm risulta adeguato.

- I dati considerati per l'ultimo tratto del lotto3 sono riassunti in:

D	250 mm
j	0.01
Ks	90 m ^{1/3} /s ⁻¹
L	17 m

Tab. 4 – Caratteristiche delle tubazioni PVC D250 mm

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	0,0125	40,3640	0,3641	0,0003	0,2569	0,0048	0,1000	0,05
2	0,0250	45,1216	0,5686	0,0015	0,4012	0,0209	0,2000	0,1
3	0,0375	48,0711	0,7325	0,0034	0,5168	0,0486	0,3000	0,15
4	0,0500	50,2094	0,8718	0,0061	0,6151	0,0876	0,4000	0,2
5	0,0625	51,8722	0,9931	0,0095	0,7007	0,1370	0,5000	0,25
6	0,0750	53,2158	1,1001	0,0136	0,7761	0,1958	0,6000	0,3
7	0,0875	54,3262	1,1948	0,0183	0,8430	0,2629	0,7000	0,35
8	0,1000	55,2558	1,2787	0,0234	0,9022	0,3370	0,8000	0,4
9	0,1125	56,0383	1,3527	0,0290	0,9544	0,4165	0,9000	0,45
10	0,1250	56,6964	1,4174	0,0348	1,0000	0,5000	1,0000	0,5
11	0,1375	57,2456	1,4731	0,0408	1,0393	0,5857	1,1000	0,55
12	0,1500	57,6962	1,5201	0,0467	1,0724	0,6718	1,2000	0,6
13	0,1625	58,0544	1,5582	0,0526	1,0993	0,7564	1,3000	0,65
14	0,1750	58,3228	1,5872	0,0583	1,1198	0,8372	1,4000	0,7
15	0,1875	58,5004	1,6066	0,0634	1,1335	0,9119	1,5000	0,75
16	0,2000	58,5811	1,6155	0,0680	1,1397	0,9775	1,6000	0,8
17	0,2125	58,5513	1,6122	0,0717	1,1374	1,0304	1,7000	0,85
18	0,2250	58,3818	1,5936	0,0742	1,1243	1,0658	1,8000	0,9
19	0,2375	57,9973	1,5520	0,0748	1,0950	1,0745	1,9000	0,95
20	0,2500	56,6964	1,4174	0,0696	1,0000	1,0000	2,0000	1

Tab. 5 – Valori relativi alla portata di progetto della tubazione in PVC D250mm

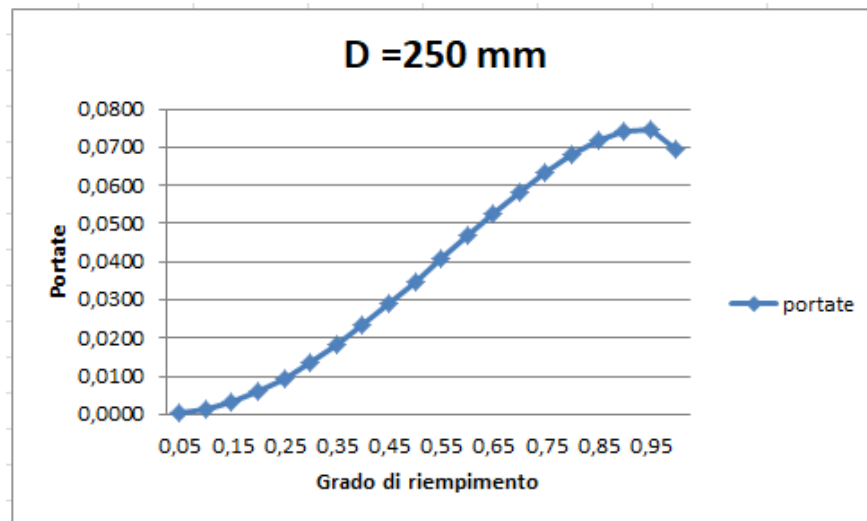


Fig. 20 - Curva delle portate della tubazione in PVC D250mm

La massima portata pari a 0.014 mc/s è smaltita dalla tubazione in PVC SN4 D250 mm proposta e corrisponde a un grado di riempimento di circa il 30% e a un tirante idrico di 0.075 m.

Pertanto il diametro di 250 mm risulta adeguato per le tubazioni da installare nell'ultimo tratto del lotto, il quale si va a ricollegare al sistema di smaltimento esistente.

4.5 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, 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

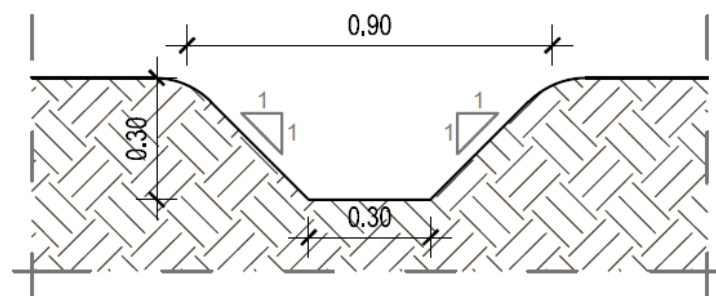


Fig. 21 – Sezione fosso di guardia

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 (Km²) area bacino;

H (m) altitudine media del bacino.

Per cui risulta

$$t_c = 0.029 h$$

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:

$A = 0,001 \text{ Km}^2$ area bacino

$i=660.34 \text{ mm/h}$ intensità di pioggia

$\varphi=0.5$ 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:

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

Con:

$X = cR^{1/6}$ 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:

$$Q' > Q$$

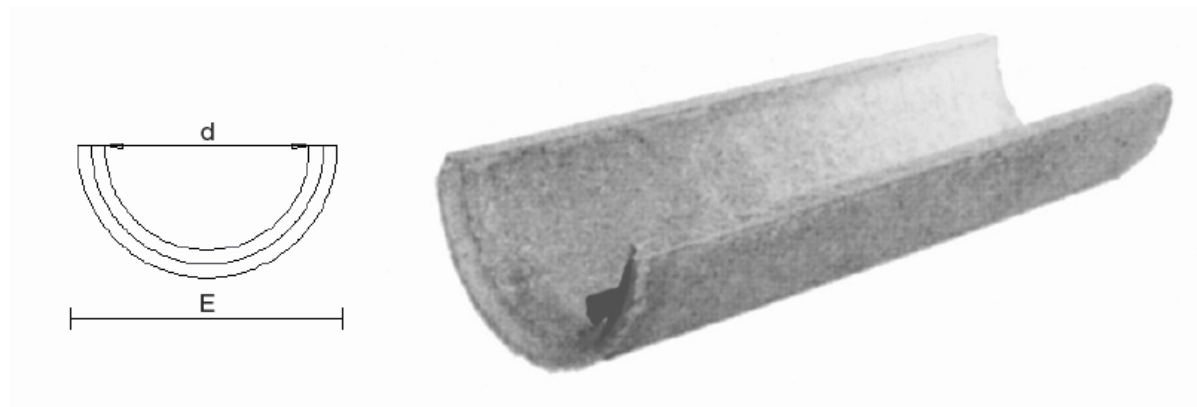
la verifica idraulica in esame risulta soddisfatta.

4.6 MEZZO TUBO

Per la raccolta delle acque di dilavamento dalla piattaforma stradale, laddove non vi è lo spazio necessario per la realizzazione di una contro-fossa in terra, il progetto prevede la messa in opera di un mezzo tubo in cls prefabbricato (a inizio e fine intervento). Il mezzo tubo verrà poi accuratamente collegato al fosso di guardia di nuova realizzazione tra il rilevato stradale e la pista ciclo-pedonale in progetto.

A favore di sicurezza e tenendo conto della dimensione della canaletta trapezoidale in terra a cui si andrà a collegare, si è scelto un mezzo tubo di tali dimensioni:

ø INTERNO d - cm	ø ESTERNO E - cm	SPESSORE cm	LUNGHEZZA cm	PESO KG
30	38	4	100	49
40	49	4,4	100	75
50	59	4,5	100	110
60	70	4,7	100	142
80	92	6	100	196
100	114	7	100	271



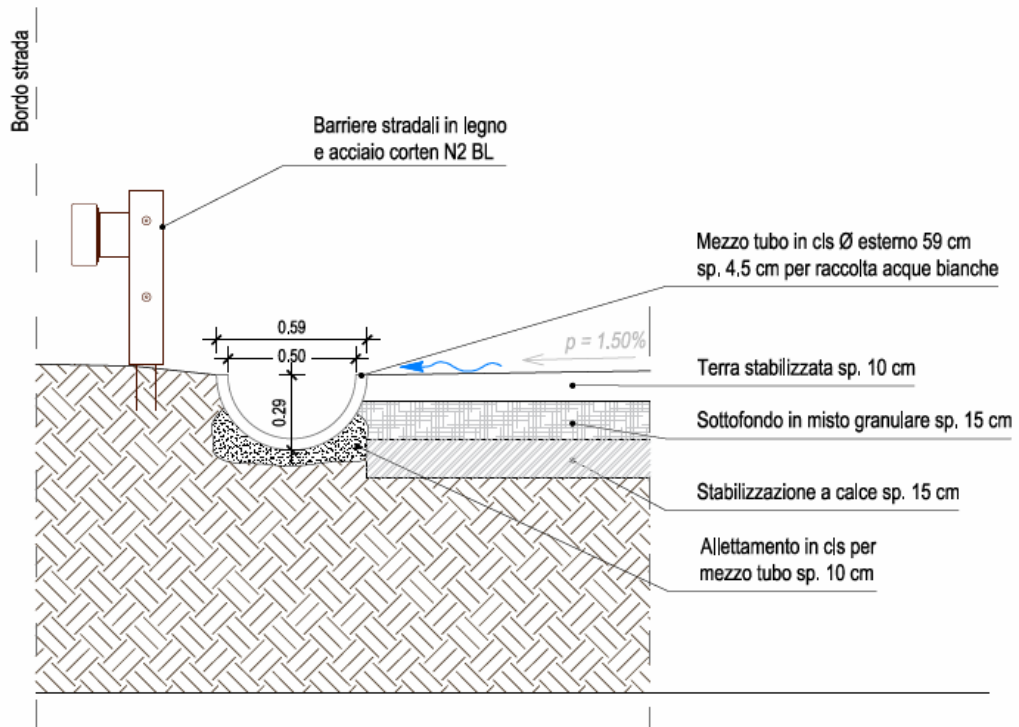


Fig. 22 – Particolare raccolta acque bianche tramite mezzo tubo in cls