



Studio Ingegneria Guidetti-Serri
 Via Pier Carlo Cadoppi, 14 - 42124 Reggio Emilia
 Tel. +39 0522 439734 - Fax +39 0522 580006
 Mail: info@studiocgs.it
 Web: www.guidettiserri.it
 C.F. e P.I. 01934740356

Progetto generale
Progetto opere idrauliche
Progetto strutturale
Coordinamento generale

GUIDETTISERRI
 STUDIO INGEGNERIA

**AZIENDA CON SISTEMA
 DI GESTIONE QUALITÀ
 CERTIFICATO DA DNV GL
 = ISO 9001 =**

Valutazioni ambientali



Studio ALFA S.p.A.
 Viale B. Ramazzini, 39/D
 42124 Reggio Emilia
 Tel. +39 0522 550905
 Mail: info@studioalfa.it
 Web: www.studioalfa.it
 C.F. 01425830351 - P.I. 02863660359

Valutazioni archeologiche



AR/S ARCHEOSISTEMI SOCIETÀ COOPERATIVA
 Via Nove Martiri, 11/A
 42124 Reggio Emilia
 Tel. +39 0522 532094
 Mail: info@archeosistemi.it
 Web: www.archeosistemi.it
 C.F. e P.I. 01249610351

Progetto impianti elettrici



Cavazzoni S.r.l.
 Via Alfred Bernard Nobel, 88/C
 42124 Reggio Emilia
 Tel. +39 0522 334141
 Mail: info@cavazzoniassociati.it
 Web: www.cavazzoniassociati.it
 C.F. e P.I. 01718630351

Valutazioni Geologiche



GEOLOG
 Via Emilia all'Angelo, 14
 42124 Reggio Emilia
 Tel. +39 0522 934730
 Mail: geolog@geolog-sc.it
 Web: www.geolog-sc.it
 C.F. e P.I. 02790320358

COMMITTENTE



Terminal One S.p.A.
 via Gutenberg, 3 - 42124 Reggio Emilia (RE)

PROGETTAZIONE



FASE DI PROGETTO

PROCEDIMENTO UNICO

PROGETTO

PROCEDIMENTO UNICO AI SENSI DELL'ART. 53, COMMA 1,
 LETTERA b) DELLA L.R. 24/2017
 PER LA REALIZZAZIONE DEL NUOVO POLO INTERMODALE
 PRESSO LA STAZIONE DELL'ALTA VELOCITÀ MEDIOPADANA
 REGGIO EMILIA 42124 - VIA CITTÀ DEL TRICOLORE

SCALA

-

DATA EMISSIONE

20/07/2020

ELABORATO

RELAZIONE IDRAULICA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DEL SOTTOPASSO

PRATICA

P48/2019

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO
G				
F				
E				
D				
C	06/11/20	AGG.2 IRETI	GUIDETTI D.	SERRI L.
B	30/10/20	AGG.1 IRETI	GUIDETTI D.	SERRI L.
A	20/07/20	EMISSIONE	GUIDETTI D.	SERRI L.

TAVOLA

SP - REL - IDR
1

FILE W:\DROPBOX\P48-TERMINAL ONE - Parcheggio stazione AV Reggio Emilia\18-PROCEDIMENTO UNICO\18.17 INTEGRAZIONE 2 IRETI\prog - Sottopasso\SP-REL_Cartigli.dwg

A TERMINI DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETÀ DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO E DI RENDERLO NOTO A TERZI SENZA LA NOSTRA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	2
2	RETE DI SMALTIMENTO ACQUE BIANCHE.....	4
2.1	INQUADRAMENTO GENERALE.....	4
2.2	MODELLAZIONE DELLA RETE.....	5
2.2.1	<i>Parametri generali di calcolo</i>	5
2.2.2	<i>Modello EPA SWMM</i>	8
2.2.3	<i>Modello di infiltrazione</i>	11
2.2.4	<i>Risultati di calcolo con Tr=50 anni</i>	12
2.3	IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO.....	17
2.3.1	<i>Vasca di accumulo e pompaggio</i>	17
2.3.2	<i>Pompe e piping</i>	18
2.3.3	<i>Camera di manovra</i>	24
2.3.4	<i>Quadro elettrico</i>	24
3	RISOLUZIONE INTERFERENZE CON RETI ESISTENTI.....	25
3.1	MODIFICA TUBAZIONE IN PRESSIONE $\Phi 355$ MM.....	25
3.2	MODIFICA TUBAZIONE A GRAVITÀ $\Phi 630$ MM.....	26
4	GESTIONE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	27
5	VERIFICHE STATICHE TUBAZIONI.....	28
5.1	VERIFICHE DI RESISTENZA (TUBAZIONI CLS).....	28
5.1.1	<i>Carico statico del terreno</i>	28
5.1.2	<i>Carico dinamico da traffico stradale</i>	29
5.1.3	<i>Azione sismica</i>	29
5.1.4	<i>Carico totale sull'estradosso della tubazione:</i>	30
5.1.5	<i>Fogli di calcolo utilizzati per le verifiche di resistenza</i>	30

1 PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto il progetto delle reti di smaltimento delle acque bianche che saranno realizzate a servizio del nuovo sottopasso carrabile nell'area della Stazione Mediopadana AV.

Il progetto prevede la realizzazione di un sottopasso alla linea ferroviaria FER Reggio Emilia-Guastalla per poter accedere alla zona est dell'area fronte stante la stazione Mediopadana dove saranno realizzati i nuovi parcheggi P4-P5-P6.

La sezione stradale delle rampe e del sottopasso sono composte due corsie, una per senso di marcia, di larghezza pari a 3,45 m e da una banchina rialzata di larghezza 0,50 m per lato, in tal modo la carreggiata ha una larghezza complessiva pari a 7,90. Sul lato Sud viene affiancato un marciapiede pedonale di larghezza netta 1,50 m, in cui la soletta armata di spessore 20 cm, realizzata con l'ausilio di un cassero a perdere collaborante costituito da lastre prefabbricate in c.a., è sostenuta da un muretto anch'esso in c.a. in opera di larghezza 0,25 m; tale muretto sposterà rispetto al p.f. della pista pedonale di circa 20 cm sul quale verrà installato mediante tassellatura un parapetto metallico

Il profilo longitudinale del marciapiede è mantenuto rialzato rispetto a quello stradale sia nelle rampe di discesa sia nello scatolare per ridurre al minimo il dislivello da superare e per aumentare il livello di sicurezza nei confronti degli utenti deboli. Il marciapiede avrà una pendenza globale pari a circa l'8 % e sarà composto da una successione di rampe con inclinazione 4 %, inframmezzate ogni 10 m da "pianerottoli" in piano di circa 1,5 m.

L'andamento planimetrico del tracciato stradale in corrispondenza del sottopasso è interamente in rettilineo.

L'andamento altimetrico dell'asse viario è invece composto da due livellette (una per rampa) con pendenza massima pari all'8,00 % collegate da una livelletta piana ($i = 0,00$ %) in corrispondenza dello scatolare; i raccordi verticali di curvatura concava (sacche) hanno $R = 500$ m mentre quelli di curvatura convessa (dossi) hanno $R = 400$ m.

Il progetto prevede di realizzare il manufatto dello scatolare e delle rampe interamente in opera "a cielo aperto". La presenza ad una quota piuttosto ridotta dal piano di campagna dell'acqua di falda, comporta la realizzazione di strutture che formino un involucro sufficientemente stagno col fine di impedire la filtrazione dell'acqua all'interno del sottopasso. Saranno realizzati muri e solette in c.a. opportunamente impermeabilizzati per garantire la tenuta all'acqua.

Lo smaltimento delle acque meteoriche sarà garantito tramite un sistema di bocche di lupo posizionate nella banchina rialzata posta a lato di entrambe le corsie. Le acque saranno poi convogliate, mediante impianto di sollevamento posizionato a nord della rampa est, nel pozzetto di recapito N80 della rete in progetto relativa ai futuri parcheggi P4-P5-P6 e alla viabilità ad est della linea FER per il cui progetto si faccia riferimento alla relazione "T1-REL-I-1-A relazione idraulica".

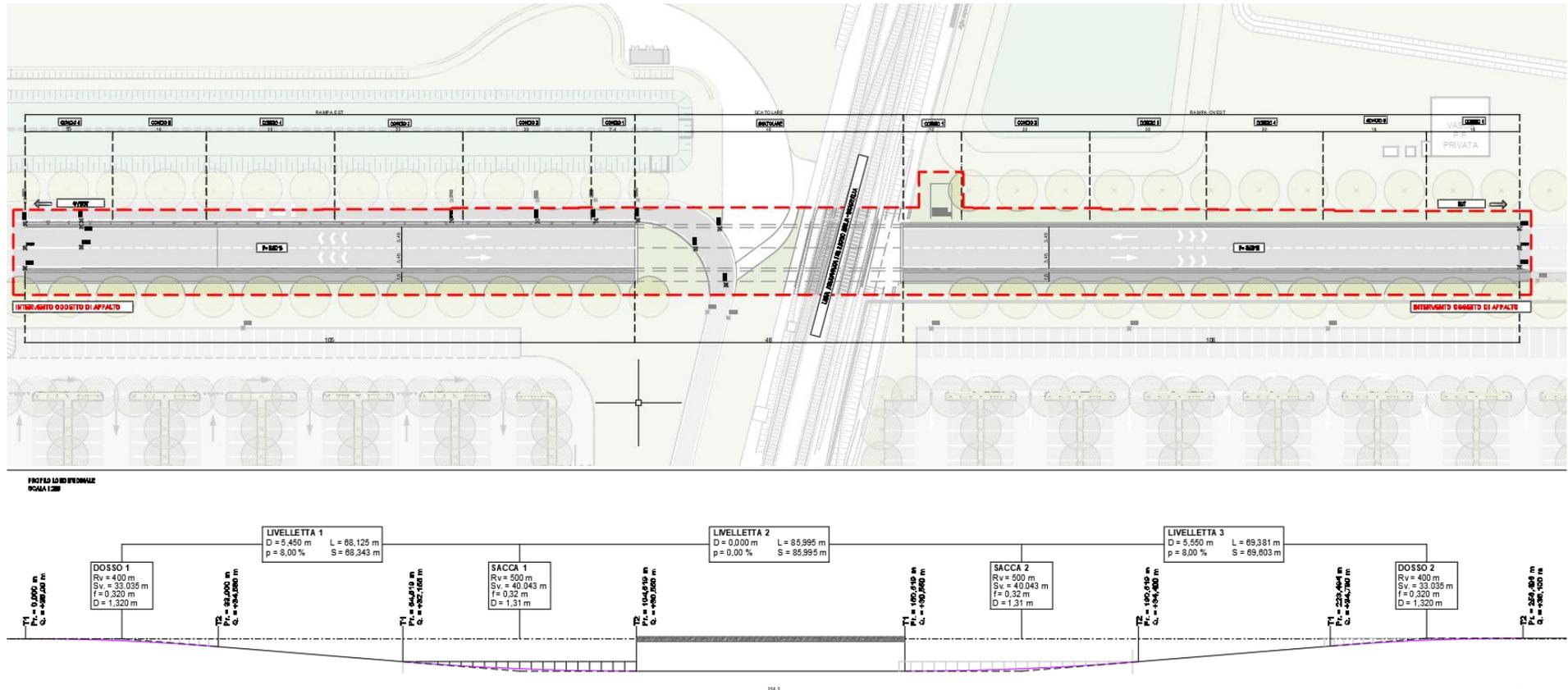


Figura 1 – Planimetria generale sottopasso

2 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE BIANCHE

2.1 INQUADRAMENTO GENERALE

La rete di smaltimento delle acque bianche del sottopasso è costituita da un sistema di bocche di lupo posizionate nella banchina rialzata posta a lato di entrambe le corsie. Le bocche di lupo di ogni banchina sono collegate tra loro da una tubazione in PVC SN8 $\Phi 250/315$ mm. Sono presenti pertanto n°4 linee in $\Phi 250/315$ mm che drenano ciascuna una superficie pari alla metà di ogni rampa (un quarto della superficie totale del comparto idraulico). Tutte e quattro le linee recapitano in un unico pozzetto e da qui all'interno della vasca dell'impianto di sollevamento posto sul lato nord del primo concio della rampa est. Da qui saranno poi convogliate al recapito finale costituito dal pozzetto N80 della rete in progetto relativa ai futuri parcheggi P4-P5-P6 e alla viabilità ad est della linea FER.

I due tratti della linea di drenaggio posti sul lato sud delle rampe attraversano il manufatto in c.a. all'interno della suola di fondazione con due tubazioni $\Phi 315$ in PVC SN8.

La disposizione delle bocche di lupo è quella indicata nelle tavole del progetto esecutivo allegate alla presente relazione, in particolare sono previste n°2 bocche di lupo ravvicinate all'ingresso del manufatto scatolare su entrambi i lati.

Sul lato sud del sottopasso è presente un marciapiede rialzato il cui drenaggio sarà realizzato mediante delle caditoie a pavimento collegate da un collettore in PVC $\Phi 160$ mm che confluirà poi nella rete principale in corrispondenza degli attraversamenti sud-nord $\Phi 315$.

La pendenza delle tubazioni principali sarà pari a circa l'8% in corrispondenza delle rampe per scendere poi a circa il 2% in corrispondenza del tratto in piano dello scatolare.

Il collettore della rete del marciapiede avrà una pendenza costante pari a circa il 4%.

Tutte le griglie delle bocche di lupo ed i chiusini di ispezione saranno realizzate in ghisa sferoidale classe D400.

L'impianto di sollevamento sarà costituito da una vasca di presa e da una camera con gli organi di manovra. Entrambe le camere saranno realizzate in c.a. in opera con calcestruzzo C35/45 e classe di esposizione XA2. Il fondo della vasca di pompaggio sarà inoltre rivestito con resina epossidica.

Nella camera principale saranno posizionate n°3 pompe trifase Flygt NP 3153 Mt3 ~ 434 da 9kW ciascuna di cui due attive in parallelo e una di riserva, dimensionate per una portata massima pari a 110 l/s con prevalenza pari a circa 10 m.

Le tubazioni di mandata ed il collettore saranno tutti realizzati in acciaio inox Aisi 304 con spessore pari a 3 mm.

La tubazione in uscita sarà invece realizzata in Pead PN16 $\Phi 400$ mm.

Tutti i chiusini di ispezione dell'impianto saranno in ghisa sferoidale di classe D400 con apertura triangolare.

Per ulteriori dettagli dell'impianto di sollevamento si rimanda al §2.3 ed alle tavole del progetto esecutivo.

L'area complessiva del comparto idraulico in esame è pari a circa 2324 mq completamente impermeabili. Nel calcolo della superficie è stato considerato, in favore di sicurezza, un tratto aggiuntivo di circa 15 m di lunghezza a monte dell'inizio di ciascuna rampa.

Si descrive di seguito la verifica della rete.

2.2 MODELLAZIONE DELLA RETE

2.2.1 Parametri generali di calcolo

La verifica della rete è stata effettuata considerando un tempo di ritorno dell'evento meteorico $T_r=50$ anni come richiesto da IRETI.

Sono stati pertanto utilizzati i seguenti parametri per la curva di possibilità pluviometrica:

$T_p < 1$ ora	$a = 69.6$ (mm/h ⁿ)	$n = 0.507$
$T_p > 1$ ora	$a = 57$ (mm/h ⁿ)	$n = 0.272$

È stato pertanto costruito, con le equazioni sotto riportate, uno ietogramma Chicago che comprende i campi di validità di entrambe le c.p.p. sopra riportate con durata dell'evento meteorico pari a 6 ore e tempo di picco pari a 3 ore.

È stato quindi verificato che le tubazioni mantenessero un grado di riempimento <100% ed è stata determinata la massima portata in ingresso nella vasca dell'impianto di sollevamento.

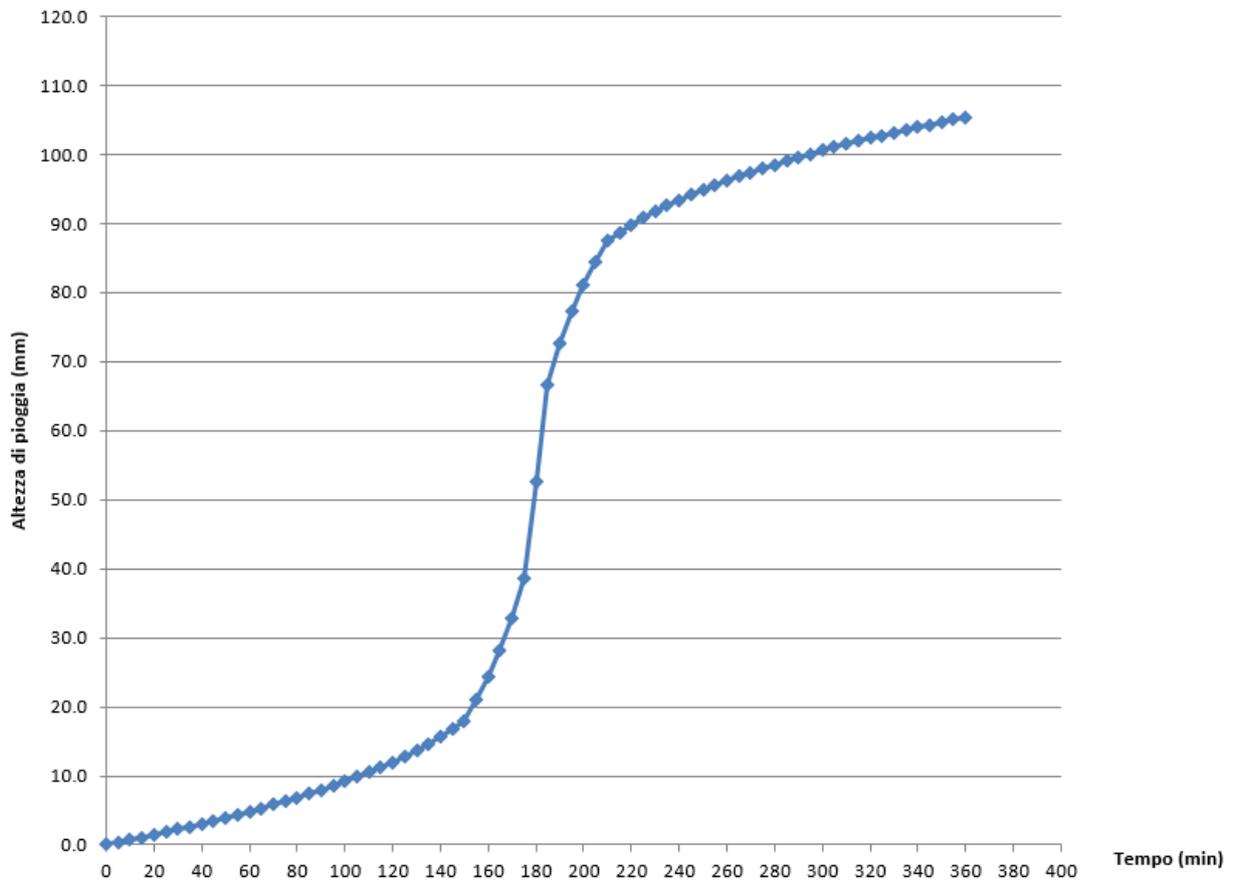
Con le condizioni sopra descritte è stata eseguita una simulazione di durata pari a 8 ore.

Si riportano di seguito le equazioni di costruzione dello ietogramma Chicago e l'andamento dello stesso.

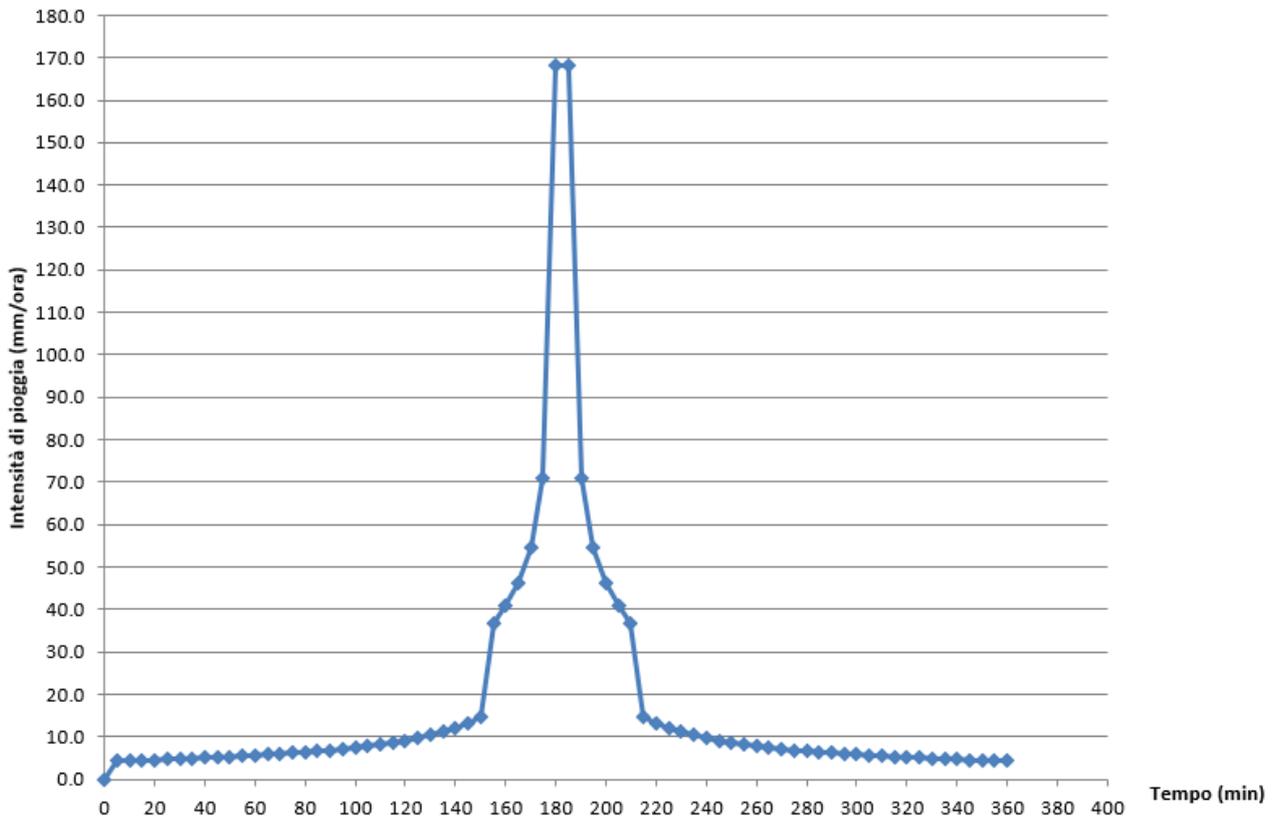
$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq t < k(\theta - \theta_0) : h(t) = a_2 k \left(\theta^{n_2} - \left(\theta - \frac{t}{k} \right)^{n_2} \right) \\ k(\theta - \theta_0) \leq t < k\theta : h(t) = a_2 k (\theta^{n_2} - \theta_0^{n_2}) + a_1 k \left[\theta_0^{n_1} - \left(\theta - \frac{t}{k} \right)^{n_1} \right] \\ k\theta \leq t < k(\theta - \theta_0) + \theta_0 : h(t) = a_2 k (\theta^{n_2} - \theta_0^{n_2}) + a_1 k \theta_0^{n_1} + a_1 (1-k) \left(\frac{t-k\theta}{1-k} \right)^{n_1} \\ k(\theta - \theta_0) + \theta_0 \leq t \leq \theta : h(t) = a_2 k (\theta^{n_2} - \theta_0^{n_2}) + a_1 \theta_0^{n_1} + a_2 (1-k) \left[\left(\frac{t-k\theta}{1-k} \right)^{n_2} - \theta_0^{n_2} \right] \end{array} \right.$$

				Tr 50				
PARAMETRI CPP				tempo (min)	tempo (min)	tempo (ore)	h(t)	i(t)
				0	00:00	0.00	0	0
	TP<θ0			5	00:05	0.08	0.354	4.250
	a1	n1		10	00:10	0.17	0.716	4.339
		69.6	0.507	15	00:15	0.25	1.085	4.433
	TP>θ0			20	00:20	0.33	1.463	4.532
	a2	n2		25	00:25	0.42	1.849	4.637
		57	0.272	30	00:30	0.50	2.245	4.747
				35	00:35	0.58	2.650	4.863
tempo di soglia	θ0	1	ore	40	00:40	0.67	3.066	4.987
durata evento	TP	6	ore	45	00:45	0.75	3.492	5.118
picco	K	0.5		50	00:50	0.83	3.930	5.258
tempo di picco	Tr	3	ore	55	00:55	0.92	4.381	5.408
	t01	2.5	ore	60	01:00	1.00	4.845	5.568
	t02	3.5	ore	65	01:05	1.08	5.323	5.739
	Δt	5	min	70	01:10	1.17	5.817	5.924
				75	01:15	1.25	6.327	6.123
				80	01:20	1.33	6.855	6.339
				85	01:25	1.42	7.403	6.574
				90	01:30	1.50	7.973	6.831
				95	01:35	1.58	8.565	7.113
				100	01:40	1.67	9.184	7.425
				105	01:45	1.75	9.832	7.771
				110	01:50	1.83	10.512	8.158
				115	01:55	1.92	11.228	8.594
				120	02:00	2.00	11.985	9.089
				125	02:05	2.08	12.790	9.659
				130	02:10	2.17	13.650	10.321
				135	02:15	2.25	14.575	11.102
				140	02:20	2.33	15.579	12.040
				145	02:25	2.42	16.678	13.192
				150	02:30	2.50	17.898	14.645
				155	02:35	2.58	20.971	36.871
				160	02:40	2.67	24.365	40.726
				165	02:45	2.75	28.210	46.144
				170	02:50	2.83	32.760	54.604
				175	02:55	2.92	38.668	70.895
				180	03:00	3.00	52.698	168.360
				185	03:05	3.08	66.728	168.360
				190	03:10	3.17	72.636	70.895
				195	03:15	3.25	77.187	54.604
				200	03:20	3.33	81.032	46.144
				205	03:25	3.42	84.426	40.726
				210	03:30	3.50	87.498	36.871
				215	03:35	3.58	88.719	14.645
				220	03:40	3.67	89.818	13.192
				225	03:45	3.75	90.821	12.040
				230	03:50	3.83	91.747	11.102
				235	03:55	3.92	92.607	10.321
				240	04:00	4.00	93.411	9.659
				245	04:05	4.08	94.169	9.089
				250	04:10	4.17	94.885	8.594
				255	04:15	4.25	95.565	8.158
				260	04:20	4.33	96.212	7.771
				265	04:25	4.42	96.831	7.425
				270	04:30	4.50	97.424	7.113
				275	04:35	4.58	97.993	6.831
				280	04:40	4.67	98.541	6.574
				285	04:45	4.75	99.069	6.339
				290	04:50	4.83	99.580	6.123
				295	04:55	4.92	100.073	5.924
				300	05:00	5.00	100.552	5.739
				305	05:05	5.08	101.016	5.568
				310	05:10	5.17	101.466	5.408
				315	05:15	5.25	101.904	5.258
				320	05:20	5.33	102.331	5.118
				325	05:25	5.42	102.746	4.987
				330	05:30	5.50	103.152	4.863
				335	05:35	5.58	103.547	4.747
				340	05:40	5.67	103.934	4.637
				345	05:45	5.75	104.311	4.532
				350	05:50	5.83	104.681	4.433
				355	05:55	5.92	105.042	4.339
				360	06:00	6.00	105.397	4.250

Ietogramma Chicago



Ietogramma Chicago



2.2.2 Modello EPA SWMM

La simulazione idraulica è stata eseguita con il software EPA SWMM ver.5.1 sviluppato dall'EPA statunitense in grado di simulare il movimento della precipitazione meteorica dalla superficie del bacino alla rete di canali e condotte che costituiscono il sistema di drenaggio. Tale modello permette di configurare in termini qualitativi e quantitativi tutti i processi che si innescano nel ciclo idrologico basandosi su una struttura modulare in grado di rispondere alle diverse esigenze progettuali che emergono dall'analisi delle diverse realtà in cui si interviene.

La sezione Runoff di SWMM opera con un insieme di sottobacini che ricevono la precipitazione e genera il deflusso superficiale. La sezione Routing trasporta il deflusso attraverso un sistema di condotti, canali, organi di accumulo e trattamento, pompe e regolatori. SWMM calcola gli aspetti quantitativi e qualitativi del deflusso generato attraverso ogni sottobacino, e i valori di portate, livelli e concentrazioni in ogni condotto e canale durante la simulazione, comprensiva di passi-temporali successivi.

Si riporta di seguito una immagine del modello di calcolo con indicati gli ID dei vari elementi.

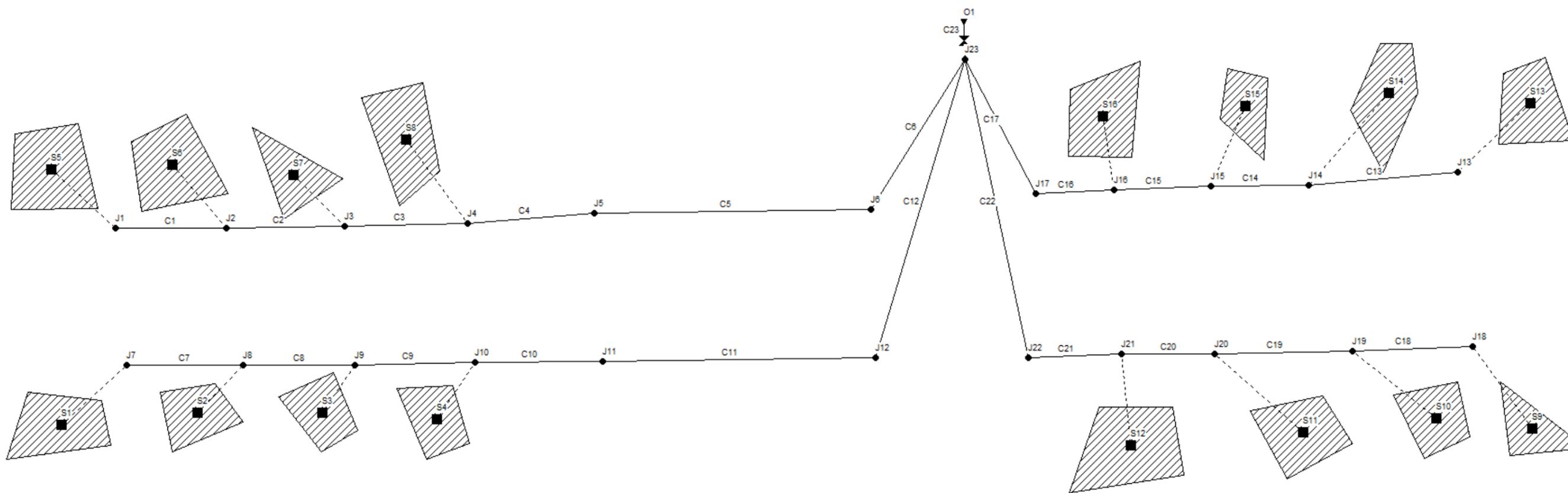


Figura 2 – Modello di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche dei vari elementi della rete. Si precisa che l'elemento "orifice" C23 è un elemento fittizio inserito nel modello di calcolo al fine di leggere una portata complessiva al recapito derivante dai quattro rami incidenti

[SUBCATCHMENTS]							[JUNCTIONS]					
Name	Rain Gage	Outlet	Area	%Imperv	Width	%Slope	Name	Elevation	MaxDepth	InitDepth	SurDepth	Aponded
S1	PIOGGIA	J7	0.019	100	36	2.5	J7	5.1	0.28	0	0	0
S2	PIOGGIA	J8	0.0116	100	22	2.5	J8	3.33	0.29	0	0	0
S3	PIOGGIA	J9	0.0116	100	22	2.5	J9	1.56	0.41	0	0	0
S4	PIOGGIA	J10	0.0155	100	22	2.5	J10	0.68	0.43	0	0	0
S5	PIOGGIA	J1	0.019	100	36	2.5	J11	0.66	0.44	0	0	0
S6	PIOGGIA	J2	0.0116	100	22	2.5	J12	0.07	1.03	0	0	0
S7	PIOGGIA	J3	0.0116	100	22	2.5	J18	4.84	0.42	0	0	0
S8	PIOGGIA	J4	0.0155	100	22	2.5	J19	3.24	0.42	0	0	0
S9	PIOGGIA	J18	0.0207	100	40	2.5	J20	1.64	0.48	0	0	0
S10	PIOGGIA	J19	0.0105	100	20	2.5	J22	0.07	1.03	0	0	0
S11	PIOGGIA	J20	0.0105	100	20	2.5	J1	5.08	0.3	0	0	0
S12	PIOGGIA	J21	0.0168	100	22	2.5	J2	3.31	0.31	0	0	0
S16	PIOGGIA	J16	0.0168	100	22	2.5	J3	1.54	0.43	0	0	0
S15	PIOGGIA	J15	0.0105	100	20	2.5	J4	0.66	0.44	0	0	0
S14	PIOGGIA	J14	0.0105	100	20	2.5	J5	0.64	0.46	0	0	0
S13	PIOGGIA	J13	0.0207	100	40	2.5	J6	0.55	0.55	0	0	0
							J13	4.83	0.43	0	0	0
							J14	3.23	0.43	0	0	0
							J15	1.63	0.49	0	0	0
							J17	0.55	0.55	0	0	0
							J23	0.05	1.05	0	0	0
							J16	0.57	0.53	0	0	0
							J21	0.59	0.51	0	0	0
							[OUTFALLS]					
							Name	Elevation	Type	Stage Data	Gated	Route To
							O1	0.05	FREE		NO	

[ORIFICES]									
Name	From Node	To Node	Type	Offset	Qcoeff	Gated	CloseTime	Shape	Geom1
C23	J23	O1	SIDE	0	0.65	NO	0	CIRCULAR	0.6

[CONDUITS]															
Name	From Node	To Node	Length	Roughness	InOffset	OutOffset	InitFlow	MaxFlow	Shape	Geom1	Geom2	Geom3	Geom4	Barrels	Culvert
C7	J7	J8	22.1	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C8	J8	J9	22.1	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C9	J9	J10	22.1	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C10	J10	J11	7.5	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	
C12	J12	J23	9	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	
C1	J1	J2	22.1	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C2	J2	J3	22.1	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C3	J3	J4	22.1	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C4	J4	J5	7.5	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	
C18	J18	J19	20	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C19	J19	J20	20	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C13	J13	J14	20	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C14	J14	J15	20	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C22	J22	J23	9	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	
C5	J5	J6	46	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	
C11	J11	J12	46	0.011	0	0.5	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	
C15	J15	J16	22	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C20	J20	J21	22	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.24	0	0	0	1	
C16	J16	J17	10	0.011	0	0	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	
C21	J21	J22	10	0.011	0	0.5	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	
C6	J6	J23	2	0.011	0	0.5	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	
C17	J17	J23	2	0.011	0	0.5	0	0	CIRCULAR	0.3	0	0	0	1	

2.2.3 Modello di infiltrazione

Si definisce capacità d'infiltrazione la velocità con cui l'acqua viene sottratta dalla superficie del suolo; se l'intensità di pioggia è inferiore alla capacità d'infiltrazione, l'infiltrazione coinciderà con la pioggia stessa; nel caso contrario l'infiltrazione coinciderà con la capacità di infiltrazione e l'eccesso di pioggia rispetto a questa darà luogo al deflusso superficiale. La capacità di infiltrazione dipende da: tipologia del terreno, stato dello strato superficiale del terreno, spessore del suolo saturo.

Nella modellazione in esame è stata utilizzata l'equazione di Horton.

Si assume pertanto che la capacità di infiltrazione del terreno si riduca in modo esponenziale da un valore iniziale e massimo (f_0) ad un valore finale costante (f_∞). L'equazione di Horton definisce quindi:

$$f_p = f_\infty + (f_0 - f_\infty) \times e^{-\alpha t}$$

dove:

- f_p , capacità di infiltrazione nel suolo (m/s);
- f_∞ , minima capacità di infiltrazione (per $t = \infty$) (m/s);
- f_0 , massima capacità di infiltrazione (per $t = 0$) (m/s);
- t , tempo trascorso dall'inizio della precipitazione (h);
- α , coefficiente di decadimento (h^{-1}).

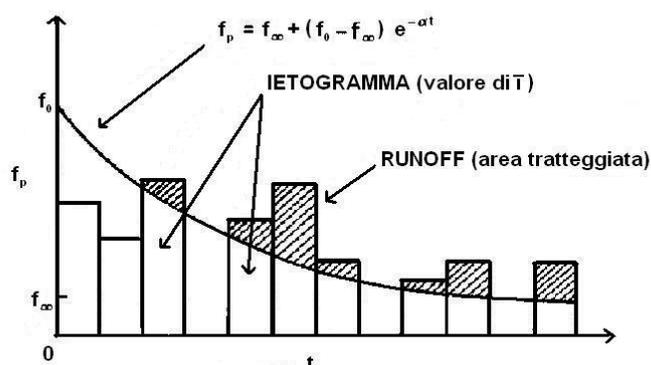


Figura 3 – Capacità di infiltrazione

Il terreno delle aree oggetto d'intervento presenta degli strati superficiali caratterizzati da una estesa bancata argilloso limosa (vedi relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Massimo Casali in data Maggio 2020).

Pertanto il terreno è stato valutato cautelativamente appartenente alla categoria C secondo la classificazione proposta dal Soil Conservation Service. La suddetta classificazione presenta i seguenti valori da utilizzare per la legge di Horton pari a:

- $f_\infty = 6,3$ mm/h;
- $f_0 = 125$ mm/h;
- $\alpha = 2$ h⁻¹.

Nella presente simulazione le aree sono completamente impermeabili pertanto l'infiltrazione è nulla.

2.2.4 Risultati di calcolo con Tr=50 anni

Si riportano di seguito i risultati relativi agli elementi della rete desunti dalla simulazione eseguita con Tr=50 anni e ietogramma di pioggia Chicago con durata dell'evento meteorico di 6 ore.

Dati generali della simulazione

***** Runoff Quantity Continuity *****	Volume hectare-m -----	Depth mm -----
Total Precipitation	0.024	105.397
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	0.000	0.000
Surface Runoff	0.025	105.454
Final Storage	0.000	0.001
Continuity Error (%)	-0.055	

Subcatchment

Subcatchment	Total Precip mm	Total Runon mm	Total Evap mm	Total Infil mm	Imperv Runoff mm	Perv Runoff mm	Total Runoff mm	Total Runoff 10^6 ltr	Peak Runoff LPS	Runoff Coeff
S1	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.02	8.89	1.001
S2	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.01	5.42	1.001
S3	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.01	5.42	1.001
S4	105.40	0.00	0.00	0.00	105.46	0.00	105.46	0.02	7.25	1.001
S5	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.02	8.89	1.001
S6	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.01	5.42	1.001
S7	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.01	5.42	1.001
S8	105.40	0.00	0.00	0.00	105.46	0.00	105.46	0.02	7.25	1.001
S9	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.02	9.68	1.001
S10	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.01	4.91	1.001
S11	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.01	4.91	1.001
S12	105.40	0.00	0.00	0.00	105.46	0.00	105.46	0.02	7.86	1.001
S16	105.40	0.00	0.00	0.00	105.46	0.00	105.46	0.02	7.86	1.001
S15	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.01	4.91	1.001
S14	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.01	4.91	1.001
S13	105.40	0.00	0.00	0.00	105.45	0.00	105.45	0.02	9.68	1.001

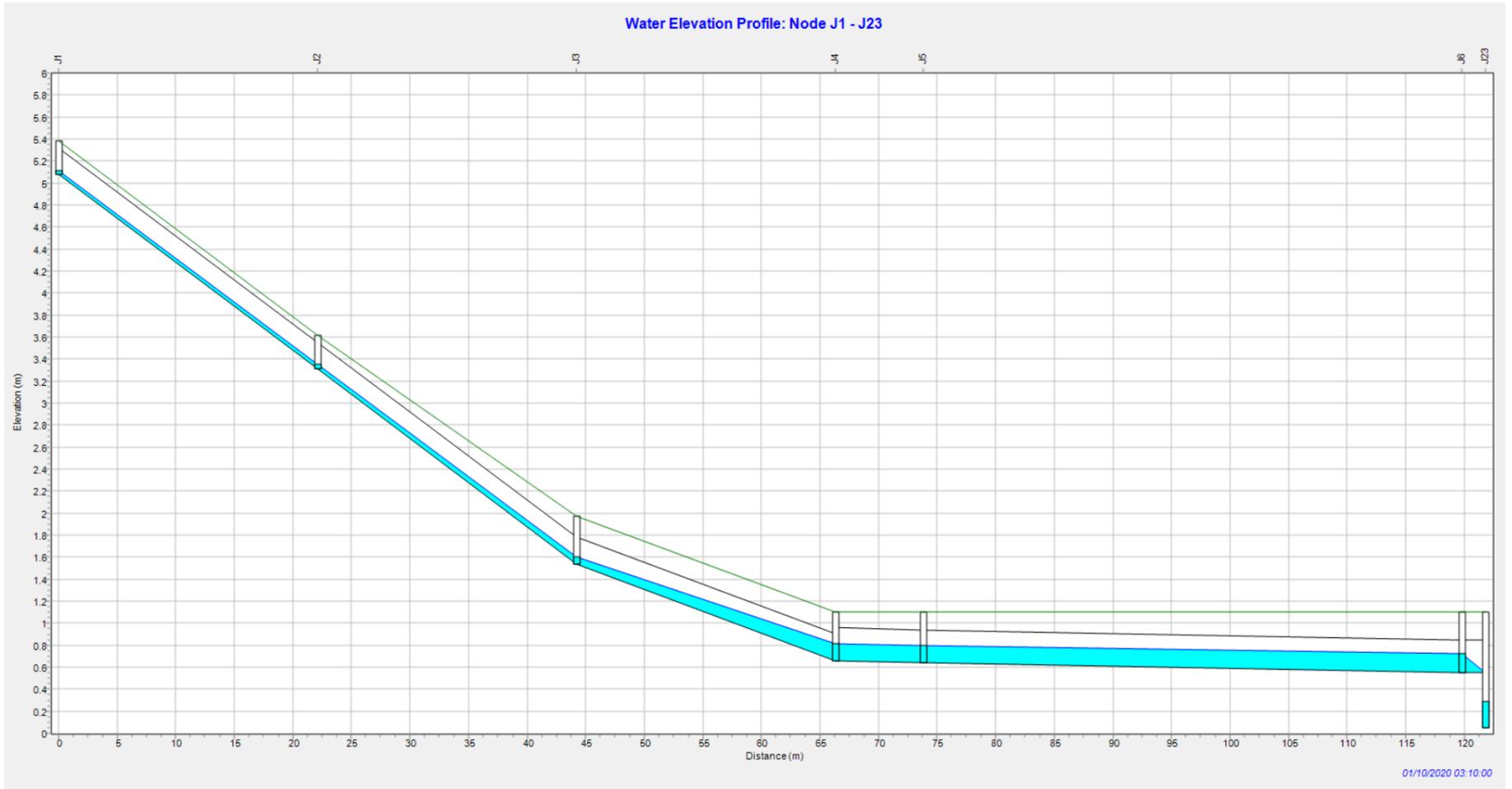
Node Depth

Node	Type	Average Depth Meters	Maximum Depth Meters	Maximum HGL Meters	Day of Maximum Depth	Hour of Maximum Depth	Maximum Reported Depth Meters
J7	JUNCTION	0.01	0.04	5.14	0	03:10	0.04
J8	JUNCTION	0.01	0.05	3.38	0	03:10	0.05
J9	JUNCTION	0.01	0.06	1.62	0	03:10	0.06
J10	JUNCTION	0.03	0.16	0.84	0	03:10	0.16
J11	JUNCTION	0.04	0.17	0.83	0	03:10	0.17
J12	JUNCTION	0.04	0.24	0.31	0	03:10	0.24
J18	JUNCTION	0.01	0.04	4.88	0	03:10	0.04
J19	JUNCTION	0.01	0.05	3.29	0	03:10	0.05
J20	JUNCTION	0.01	0.06	1.70	0	03:10	0.06
J22	JUNCTION	0.04	0.24	0.31	0	03:10	0.24
J1	JUNCTION	0.01	0.04	5.12	0	03:10	0.04
J2	JUNCTION	0.01	0.05	3.36	0	03:10	0.05
J3	JUNCTION	0.01	0.06	1.60	0	03:10	0.06
J4	JUNCTION	0.03	0.15	0.81	0	03:10	0.15
J5	JUNCTION	0.03	0.16	0.80	0	03:10	0.16
J6	JUNCTION	0.04	0.18	0.73	0	03:10	0.18
J13	JUNCTION	0.01	0.04	4.87	0	03:10	0.04
J14	JUNCTION	0.01	0.05	3.28	0	03:10	0.05
J15	JUNCTION	0.01	0.06	1.69	0	03:10	0.06
J17	JUNCTION	0.04	0.18	0.73	0	03:10	0.18
J23	JUNCTION	0.03	0.23	0.28	0	03:10	0.23
J16	JUNCTION	0.03	0.17	0.74	0	03:10	0.17
J21	JUNCTION	0.04	0.17	0.76	0	03:10	0.17
O1	OUTFALL	0.00	0.00	0.05	0	00:00	0.00

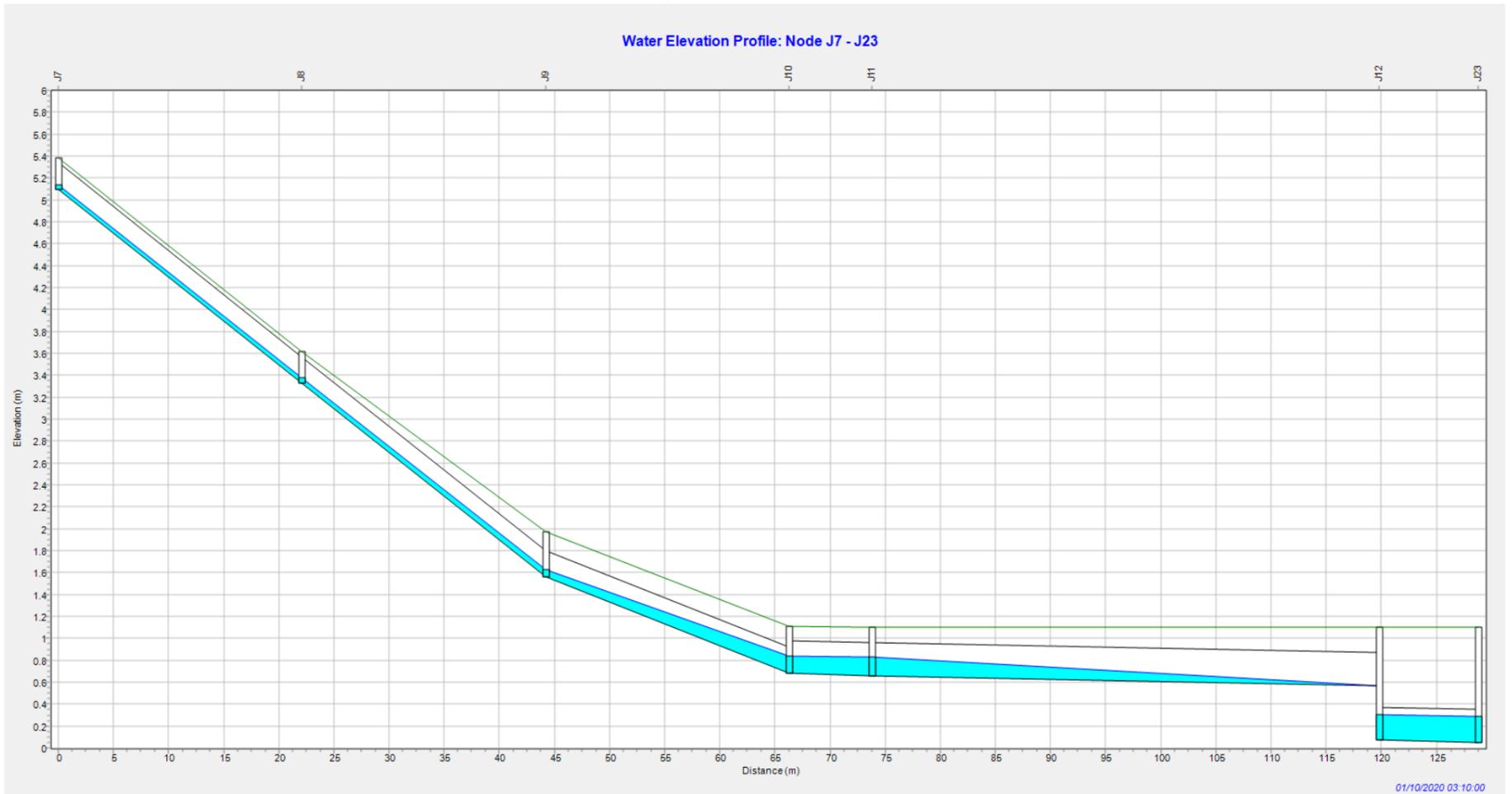
Link Flow

Link	Type	Maximum Flow LPS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum Velocity m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
C7	CONDUIT	8.89	0	03:10	1.73	0.05	0.17
C8	CONDUIT	14.31	0	03:10	1.83	0.08	0.23
C9	CONDUIT	19.74	0	03:10	1.08	0.16	0.47
C10	CONDUIT	26.98	0	03:10	0.83	0.46	0.56
C12	CONDUIT	26.98	0	03:10	0.45	0.50	0.78
C1	CONDUIT	8.89	0	03:10	1.73	0.05	0.17
C2	CONDUIT	14.31	0	03:10	1.83	0.08	0.23
C3	CONDUIT	19.74	0	03:10	1.08	0.16	0.45
C4	CONDUIT	26.98	0	03:10	0.82	0.46	0.51
C18	CONDUIT	9.68	0	03:10	1.82	0.05	0.18
C19	CONDUIT	14.59	0	03:10	1.93	0.08	0.22
C13	CONDUIT	9.68	0	03:10	1.82	0.05	0.18
C14	CONDUIT	14.59	0	03:10	1.94	0.08	0.22
C22	CONDUIT	27.36	0	03:10	0.56	0.51	0.78
C5	CONDUIT	26.98	0	03:10	0.69	0.53	0.56
C11	CONDUIT	26.98	0	03:10	0.77	0.53	0.50
C15	CONDUIT	19.50	0	03:10	0.96	0.14	0.48
C20	CONDUIT	19.50	0	03:10	0.94	0.14	0.49
C16	CONDUIT	27.36	0	03:10	0.64	0.54	0.58
C21	CONDUIT	27.36	0	03:10	0.77	0.54	0.50
C6	CONDUIT	26.98	0	03:10	0.76	1.91	0.50
C17	CONDUIT	27.36	0	03:10	0.76	1.94	0.51
C23	ORIFICE	108.68	0	03:10	0.39		

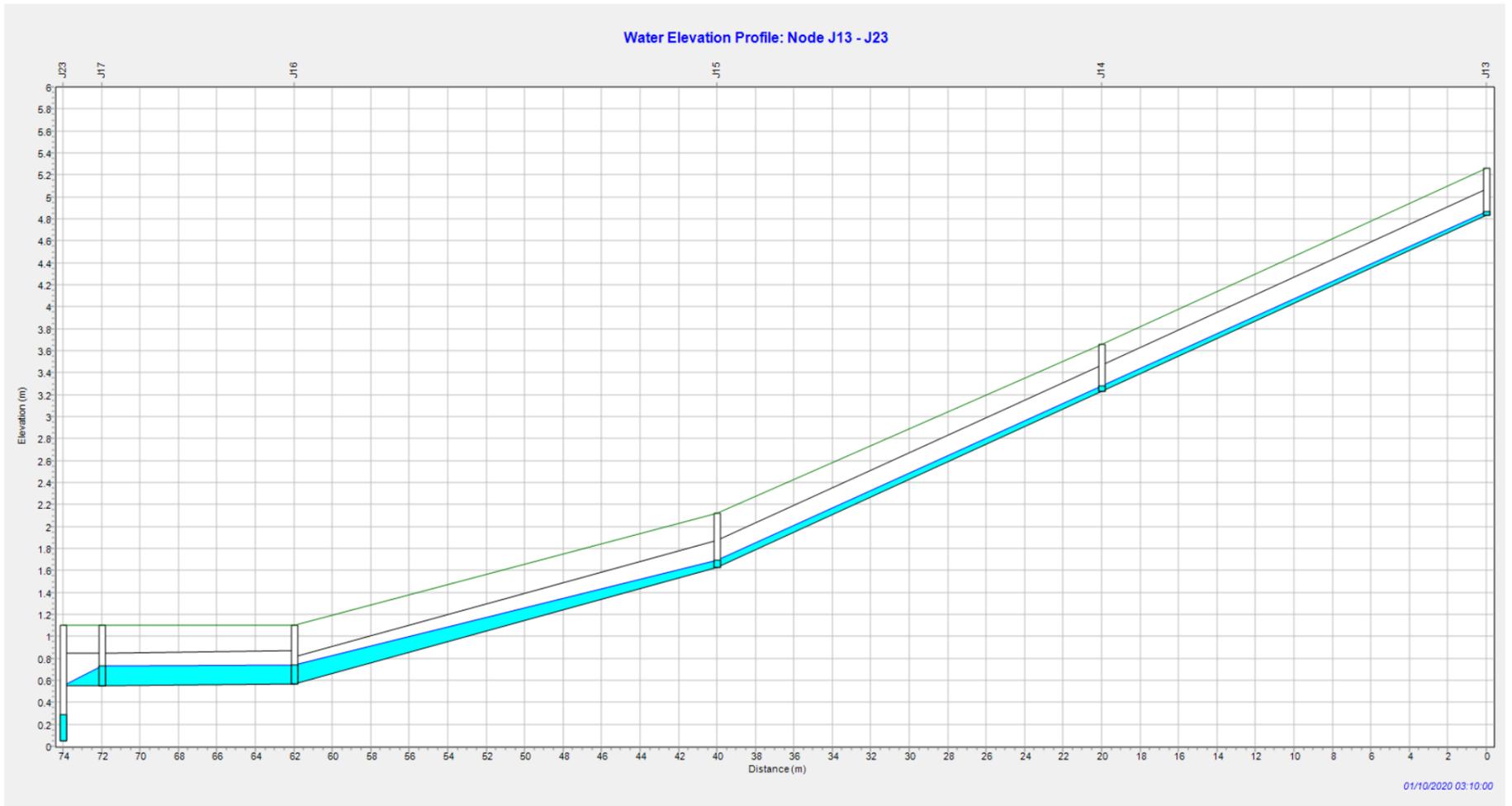
Profilo rampa ovest nord – Massimo livello



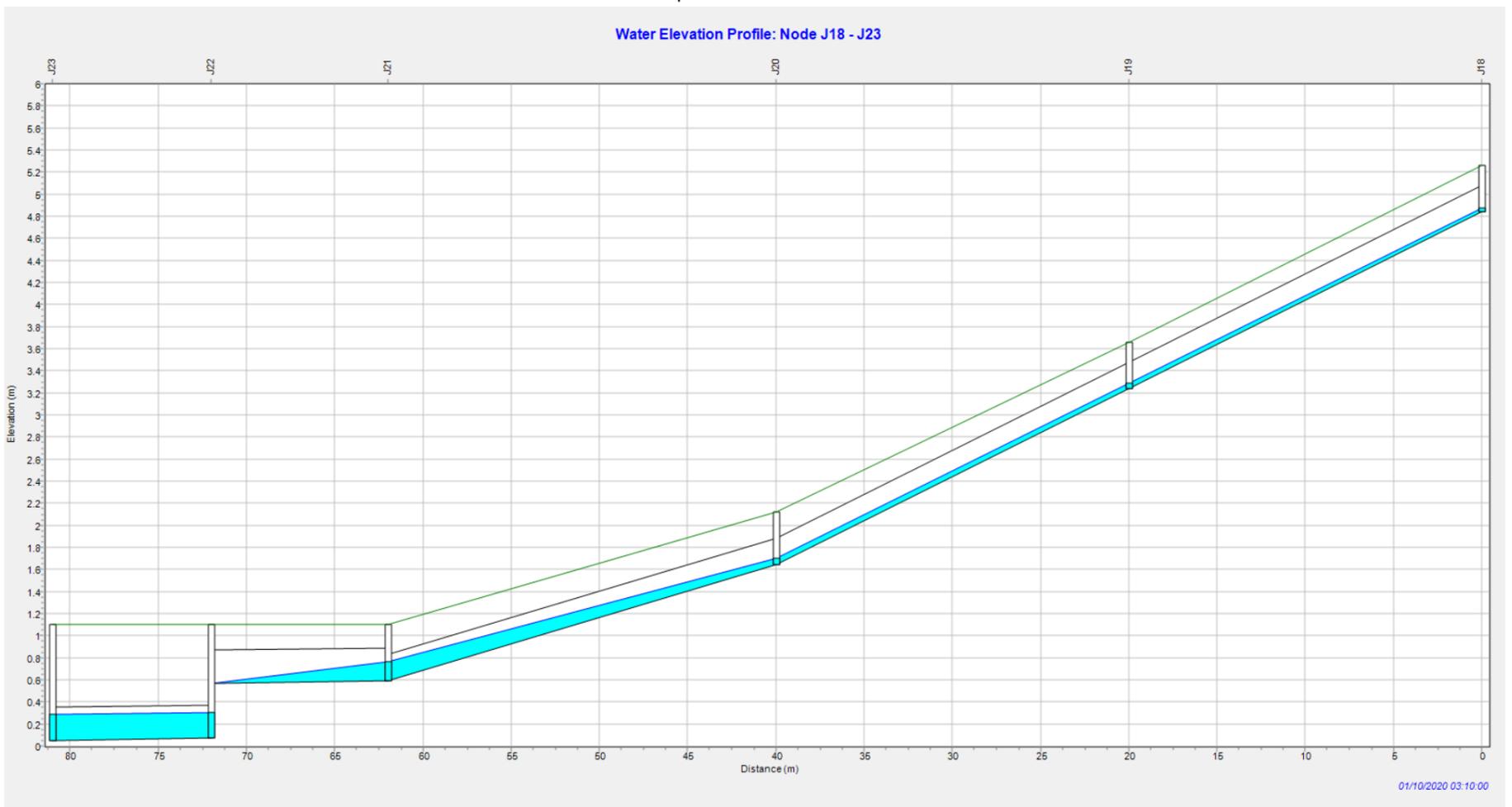
Profilo rampa ovest sud – Massimo livello



Profilo rampa est nord – Massimo livello



Profilo rampa est sud – Massimo livello



Outfall Loading

Outfall Node	Flow Freq. Pcnt.	Avg. Flow LPS	Max. Flow LPS	Total Volume 10 ⁶ ltr
O1	82.98	10.81	108.68	0.245

Dall'analisi delle tabelle precedenti emergono quindi i seguenti risultati:

- Massima riempimento delle tubazioni pari a circa **78%**
- Massima portata in ingresso nell'impianto di sollevamento pari a **108.68 l/s**

2.3 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

La portata massima derivante dalla modellazione sopra-descritta è pari a 108.68 l/s. Si dimensiona pertanto l'impianto di sollevamento per una portata massima pari a **110 l/s**.

Si riporta di seguito la descrizione ed il dimensionamento delle varie parti dell'impianto

2.3.1 Vasca di accumulo e pompaggio

Si riporta di seguito il dimensionamento del volume minimo della vasca di presa calcolato considerando un funzionamento dell'impianto con n°2 pompe in parallelo (+1 pompa di riserva) e un numero di avviamenti massimo compreso tra 8 e 15. La situazione più sfavorevole, con numero di avviamenti orari delle pompe massimo, avviene quando la portata $Q_u/Q_i=0.5$.

Si utilizza un volume minimo della camera pompe pari a 16 mq come da richieste dell'ente gestore Ireti.

INPUT

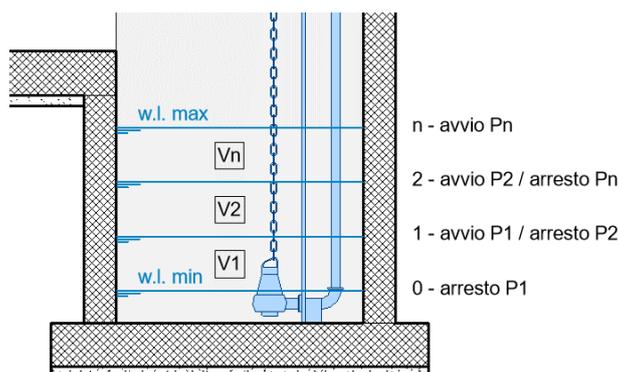
Q _i	110.00	l/s	portata in ingresso
n	2.00		numero pompe
Z	8.00		avviamenti orari
T	450	s	intervallo tra due attacchi
L1	2.80	m	larghezza pozzetto
L2	5.80	m	lunghezza pozzetto

CALCOLO V1 - Q_i < Q_{u1}

Q _i	27.50	l/s	portata in ingresso per dimensionamento V1
Q _{u1}	55.00	l/s	portata in uscita pompa 1
V1 _{min}	6.19	mc	volume utile di accumulo vasca minimo di calcolo
h1	0.55	m	altezza utile di progetto
V1	8.93	mc	volume utile di accumulo vasca di progetto
T1 _r = tempo riempimento V1	3.75	min	
T1 _s = tempo svuotamento V1	3.75	min	
T1 = tempo di ciclo V1	7.50	min	

CALCOLO V2 - Q₁ < Q_i < Q₁+Q₂

Q _i	82.50	l/s	portata in ingresso per dimensionamento V2
Q _{u2}	55.00	l/s	incremento portata in uscita pompa 2
ΔQ _{u2}	27.50	l/s	Q _i -Q ₁
V2 _{min}	6.19	mc	volume utile di accumulo vasca minimo di calcolo
h2	0.55	m	altezza utile di progetto
V2	8.93	mc	volume utile di accumulo vasca di progetto
T2 _r = tempo riempimento V2	3.75	min	
T2 _s = tempo svuotamento V2	3.75	min	
T2 = tempo di ciclo V2	7.50	min	



Con una altezza utile tra i livelli 0-1 e 1-2 pari a 55 cm e 8 avviamenti orari il volume della camera è ampiamente sufficiente.

Deve essere inoltre considerata una altezza minimo del livello 0 pari a +40 cm da fondo vasca per evitare surriscaldamenti delle pompe e un franco di sicurezza del massimo livello (livello 2) rispetto alla quota di ingresso della tubazione più bassa pari a 50 cm.

Considerando quindi la quota minima di ingresso tubazione pari a +29.40 si ottiene una quota di fondo vasca pari a +27.40.

La vasca in oggetto in oggetto sarà realizzata in c.a. in opera con cls C35/40 classe di esposizione XA2. Il fondo vasca avrà una pendenza pari all'8% nella direzione delle pompe ed il fondo e le pareti saranno rivestite in resina epossidica per una altezza di 5.75 m dal fondo vasca.

È inoltre previsto il posizionamento di un deflettore in acciaio inox aisi 304 realizzato con una piastra nervata al fine di garantire un afflusso dell'acqua alle pompe dal basso, limitando il più possibile i fenomeni di turbolenza. Saranno posizionati n°2 chiusini in ghisa sferoidale classe D400 con apertura triangolare, il primo sopra alle pompe per permettere l'estrazione delle stesse e la manutenzione ed il secondo in corrispondenza dell'ingresso delle tubazioni dal sottopasso per eventuale manutenzione.

2.3.2 Pompe e piping

Come detto in precedenza si considera un funzionamento dell'impianto con n°2+1R pompe in parallelo.

Per definire il tipo di pompa e determinarne il punto di funzionamento è necessario calcolare la prevalenza totale dell'impianto, data dalla somma della prevalenza geodetica e delle perdite di carico.

La prevalenza geodetica è pari a:

$$\Delta h_g = 35 - 27.4 = 7.6 \text{ m}$$

Le perdite di carico sono pari a:

PERDITE DI CARICO DISTRIBUITE - FORMULA DI HAZEN-WILLIAMS

Coefficiente di scabrezza:

$$\Delta h_1 = \frac{10.675 * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.8704}} L \parallel$$

- 100 per tubi calcestruzzo
- 120 per tubi acciaio
- 130 per tubi ghisa rivestita
- 140 per tubi rame, inox
- 150 per tubi PE, PVC e PRFV

MANDATA

C	140	coefficiente di scabrezza
L	6.7 m	lunghezza tubazione
DN	150	diametro nominale
Di	0.1623 m	diametro interno
Q	0.055 mc/s	portata
U	2.66 m/s	velocità
Δh	0.247 m	perdita di carico

COLLETTORE PEAD

C	150	coefficiente di scabrezza
L	63 m	lunghezza tubazione
DN	400	diametro nominale
Di	0.3274 m	diametro interno
Q	0.110 mc/s	portata
U	1.31 m/s	velocità
Δh	0.242 m	perdita di carico

PERDITE DI CARICO CONCENTRATE

$$\Delta h = k \frac{U^2}{2g} \parallel$$

MANDATA

Q	0.055 mc/s	portata
Di	0.1623 m	diametro interno
U	2.66 m/s	velocità
k _{saracinesca}	0.20	
Δh	0.07 m	perdita di carico saracinesca
k _{valvola}	0.50	
Δh	0.18 m	perdita di carico valvola
k _{curva 90°}	1.00	
Δh	0.36 m	perdita di carico curva 90°

COLLETTORE INOX

Q	0.110 mc/s	portata
DN	350	diametro nominale
Di	0.3496 m	diametro interno
U	1.15 m/s	velocità
k _{T1}	1.10	
Δh	0.07 m	perdita di carico T

COLLETTORE PEAD

DN	400	diametro nominale
Di	0.3274 m	diametro interno
Q	0.110 mc/s	portata
U	1.31 m/s	velocità
k _{T1}	1.00	
Δh	0.09 m	perdita di carico sbocco
k _{T1}	0.40	
Δh	0.03 m	curve 45°

PERDITA DI CARICO TOTALE

Δhp **1.66 m**

Si ottiene pertanto una prevalenza totale pari a circa:

$$\Delta h_{tot} = \Delta h_g + \Delta h_p = 7.6 + 1.66 \approx 9.3 \text{ m}$$

Con i dati sopra descritti è previsto l'utilizzo di n°2+1R pompe Flygt NP 3153 MT3~434 con potenza nominale pari a 9 kW. Si ha pertanto un punto di lavoro del sistema con portata pari a 119.3 l/s a 9.6 m e rendimento pari al 77.3%.

Le tubazioni di mandata saranno in acciaio inox aisi 304 DN150 sp.3 mm. Su ogni mandata è previsto il posizionamento di n°1 giunto antivibrante in gomma DN150, n°1 valvola di ritengo a palla DN150 e n°1 saracinesca DN150.

Il collettore sarà realizzato in acciaio inox DN350 sp. 3 mm con flangia saldata per la connessione alla tubazione in uscita dall'impianto in pead PN16 Φ 400 mm.

È previsto inoltre il posizionamento di una tubazione di scarico DN80 in acciaio inox aisi 304 sp. 2 mm per lo svuotamento del collettore.

I tubi guida e la catena saranno anch'essi in acciaio inox aisi 304.

Si riporta di seguito la scheda tecnica della pompa e le curve di funzionamento.

NP 3153 MT 3~ 434

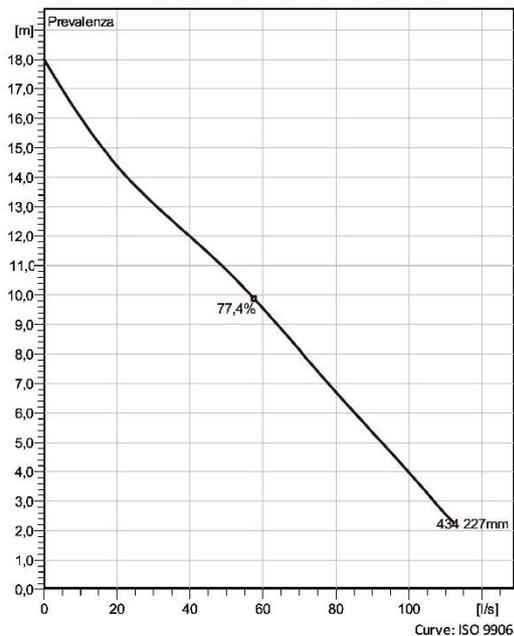
Girante brevettata a canale autopulente semiaperto, ideale per la maggior parte delle applicazioni di pompaggio di acque reflue. Possibilità di eseguire l'aggiornamento con Guide-pin®
Possibilità di eseguire l'aggiornamento con Guide-pin® per una migliore resistenza all'intasamento. Progettazione modulare con elevato grado di adattamento.



Technical specification



Curves according to: Acqua, pulita [100%], 4 °C, 999,9 kg/m³, 1,569 mm²/s



Configurazione

Motor number N3153.185 21-15-4AA-W 9KW	Installazione P - Installazione semipermanete sommersa
Diametro girante 227 mm	Diametro mandata 150 mm

Informazioni pompa

Diametro girante 227 mm
Diametro mandata 150 mm
Inlet diameter 150 mm
Maximum operating speed 1460 rpm
Number of blades 2
Max. temperatura fluido 40 °C

Materials

Girante
Hard-Iron™

Offerta

Blocco 0

Creato da

Creato il 7/7/2020

Ultimo aggiornamento

NP 3153 MT 3~ 434

Technical specification



Motor - General

Motor number N3153.185 21-15-4AA-W 9KW	Fasi 3~	Velocità nominale 1460 rpm	Potenza nominale 9 kW
Approvato ATEX No	Numero di poli 4	Corrente nominale 19 A	Variante statore 2
Frequenza 50 Hz	Tensione nominale 400 V	Classe di isolamento H	Tipo di servizio S1
Version code 185			

Motor - Technical

Fattore di potenza - 1/1 Load 0,81	Rendimento motore - 1/1 Load 86,0 %	Total moment of inertia 0,0773 kg m ²	Avviamenti/h max. 30
Fattore di potenza - 3/4 Load 0,75	Rendimento motore - 3/4 Load 87,0 %	Corrente di spunto , diretta avviante 105 A	
Fattore di potenza - 1/2 Load 0,62	Rendimento motore - 1/2 Load 86,5 %	Corrente di spunto , stella-triangolo 35 A	

Offerta

Blocco 0

Creato da

Creato il 7/7/2020

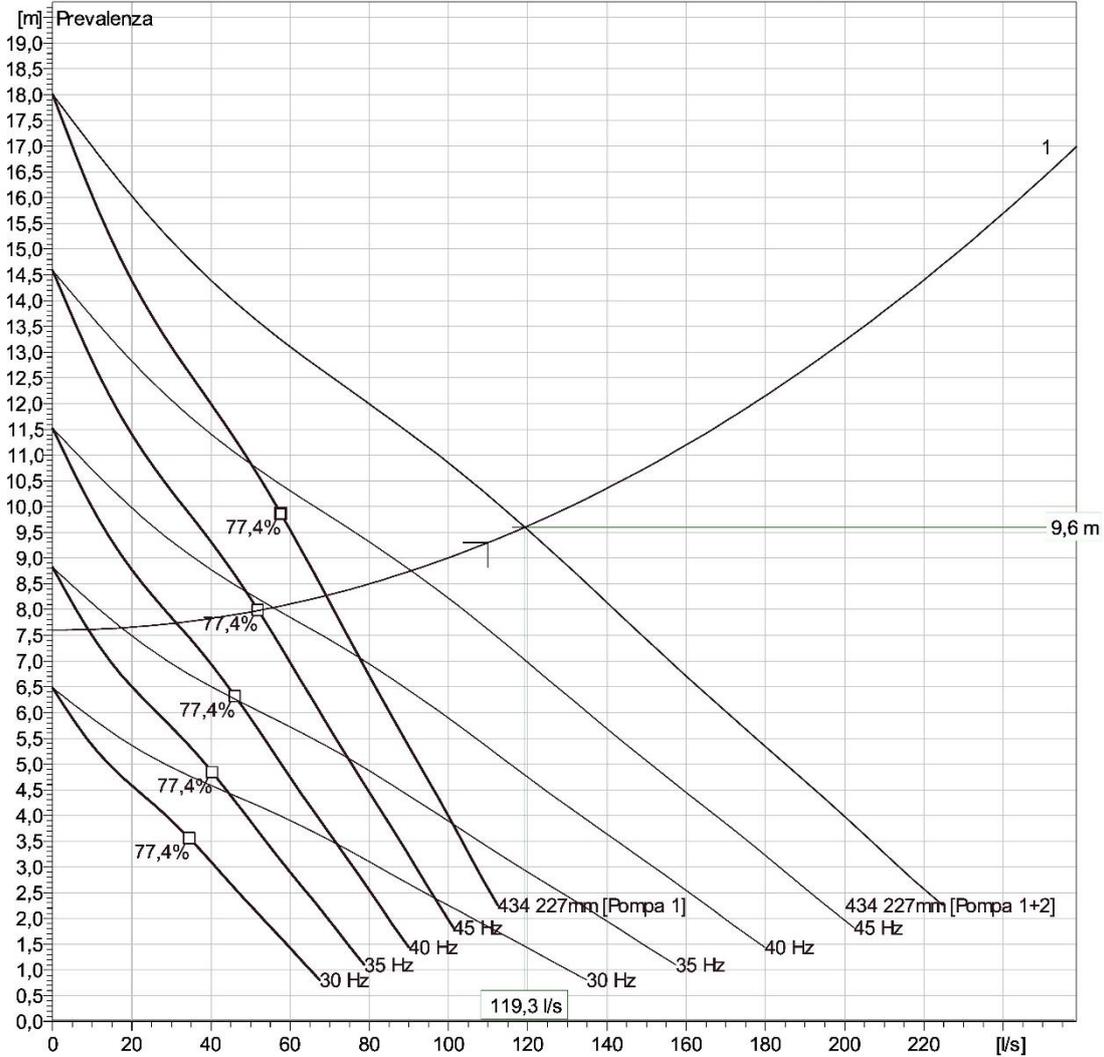
Ultimo aggiornamento

NP 3153 MT 3~ 434

Analisi punto di lavoro



Curves according to: Acqua, pulita [100%]; 4°C; 999,9kg/m³; 1,569mm²/s



Operating characteristics

Pumps / Systems	Portata	Prevalenza	Potenza assorbita	Portata	Prevalenza	Potenza assorbita	Rend. idr.	Energia specifica	NPSHre
2 / 1	59,6 l/s	9,6 m	7,26 kW	119 l/s	9,6 m	14,5 kW	77,3 %	0,0388 kWh/m³	4,64 m
1 / 1	69,1 l/s	8,27 m	7,46 kW	69,1 l/s	8,27 m	7,46 kW	75,1 %	0,0344 kWh/m³	4,73 m

Offerta		Creato da		Ultimo aggiornamento
Blocco	0	Creato il	7/7/2020	

2.3.3 Camera di manovra

La camera di manovra avrà dimensioni interne pari a 3.1x2.5 m e altezza pari a 220 cm. Sarà realizzata in c.a. in opera con calcestruzzo C35/40 e classe di esposizione XA2. La quota di fondo della camera sarà pari a +33.40.

È previsto il posizionamento di un chiusino in ghisa sferoidale classe D400 con apertura triangolare in corrispondenza delle valvole per permettere l'accesso e la manutenzione delle stesse.

2.3.4 Quadro elettrico

Il quadro elettrico di comando delle pompe sarà posizionato in esterno all'interno di un idoneo armadio stradale di dimensioni pari a circa 1390x580x460. Dovrà rispondere alle specifiche richieste dall'ente gestore Ireti e essere completo di tutti gli elementi e gli accessori necessari all'assemblaggio, strumento di gestione e controllo TD410 e relative espansioni, pannello operatore con soft-PLC integrato, display 3,5 pollici, completo di n. 4 ingressi e uscite analogiche e n.16 uscite digitali e dovrà essere predisposto per il telecontrollo delle pompe da parte dell'ente gestore.

3 RISOLUZIONE INTERFERENZE CON RETI ESISTENTI

La realizzazione del sottopasso comporta la modifica della rete esistente acque bianche che raccolgono le acque della stazione mediopadana AV e le convogliano verso il recapito finale nel cavo Fossone e verso l'invaso di laminazione situato nell'area verde a nord dei parcheggi P1 e P2.

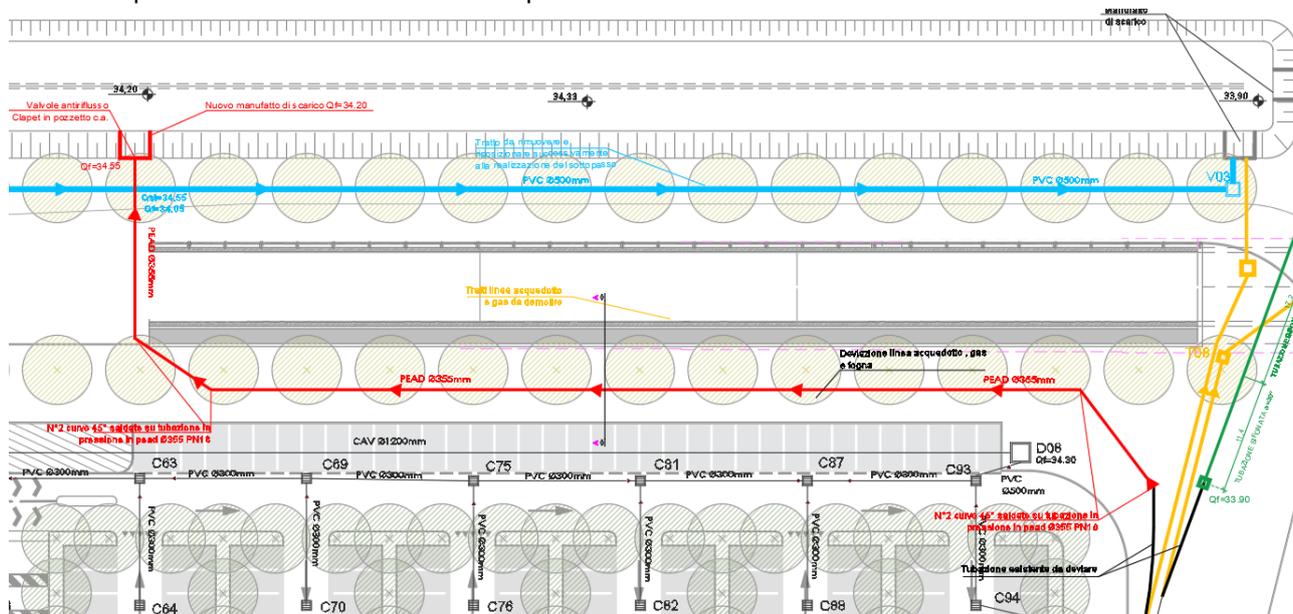
La rete in esame è composta da due tubazioni rispettivamente $\Phi 355$ mm in pressione e $\Phi 630$ mm a gravità che risultano interferenti con il manufatto scatolare e devono pertanto essere opportunamente deviate.

Le modifiche di seguito proposte non comportano variazioni significative del funzionamento idraulico della rete e possono pertanto essere considerate trascurabili ai fini del funzionamento globale del sistema fognario esistente.

3.1 MODIFICA TUBAZIONE IN PRESSIONE $\Phi 355$ mm

Il tracciato della tubazione in pressione viene modificato come riportato nell'immagine seguente (in rosso) e come indicato nelle tavole del progetto esecutivo, realizzando una deviazione parallela alla rampa est del sottopasso sul lato sud della stessa ed una nuova immissione nell'invaso di laminazione subito a monte della rampa.

La nuova quota di immissione nella vasca è pari a +34.55.



Rispetto alla situazione esistente la modifica comporta un aumento della prevalenza geodetica pari a:

$$\Delta h_g = 34.55 - 33.90 = 0.65 \text{ m}$$

Si avranno inoltre delle perdite di carico aggiuntive dovute alla maggiore lunghezza della tubazione pari a:

PERDITE DI CARICO DISTRIBUITE - FORMULA DI HAZEN-WILLIAMS

$$\Delta h_1 = \frac{10.675 * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.8704}} L$$

Coefficiente di scabrezza:

- 100 per tubi calcestruzzo
- 120 per tubi acciaio
- 130 per tubi ghisa rivestita
- 140 per tubi rame, inox
- 150 per tubi PE, PVC e PRFV

COLLETTORE PEAD

C	150	coefficiente di scabrezza
L	92 m	lunghezza tubazione
DN	355	diametro nominale
Di	0.2906 m	diametro interno
Q	0.090 mc/s	portata
U	1.36 m/s	velocità
Δh	0.436 m	perdita di carico

Complessivamente si avrà quindi un aumento della prevalenza totale pari a circa $0.65+0.436=1.09$ m. Vista la modesta prevalenza geodetica dell'impianto esistente che risulta pari a circa $33.9-32.9=1$ m e la prevalenza richiesta per il punto di funzionamento delle pompe pari a circa 7 m (v. Tav.13idr del progetto autorizzato per i parcheggi P1-P2 a firma dell'Ing. Vera) si ritiene l'aumento di prevalenza in esame pienamente compatibile con il funzionamento dell'impianto esistente.

3.2 MODIFICA TUBAZIONE A GRAVITÀ Ø630 mm

La modifica della tubazione a gravità in pead corrugato Ø630 mm prevede la realizzazione di un tratto di tubazione sifonato che permette il sottopassaggio del manufatto scatolare.

Il sifone sarà realizzato mediante due pozzetti in c.a. di dimensioni interne pari a Ø1500 mm con funzione anche di pozzetto di ispezione. I pozzetti saranno rivestiti con liner in HDPE al fine di garantire la tenuta idraulica anche nei giunti. Il chiusino superiore di ispezione sarà in ghisa sferoidale di classe D400.

Il tratto di tubazione orizzontale da posare sotto al sottopasso avrà una quota di scorrimento a monte pari a 27.52 e sarà realizzata con un tubo in cls armato Ø600 mm classe di resistenza minima 165 KN/mq, internamente rivestito con liner in HDPE e giunti a tenuta idraulica dotati di guarnizione incorporata nel getto sul giunto femmina, in gomma sintetica conforme alle norme UNI EN 1610. La tubazione dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1916 e sarà posata con pendenza minima verso il pozzetto di valle del 2%.

Per ulteriori dettagli si rimanda alle tavole del progetto esecutivo allegate alla presente relazione.

4 GESTIONE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Lo scopo del presente paragrafo è quello di chiarire il sistema di gestione delle acque di prima pioggia dell'intervento in progetto.

A sensi del D.G.R. 286/05 e D.G.R. 1860/06, viste le "Linee guida per la gestione delle acque meteoriche" approvate dal Comune di Reggio Emilia con delibera di giunta comunale n.94 del 30/04/2014 PG n. 14774 e in analogia a quanto previsto per le aree dei parcheggi P1 e P2 dal comune di Reggio Emilia dove non è previsto il trattamento delle prime piogge per la strada nord (via Città del Tricolore) non si ritiene necessario il trattamento delle acque di prima pioggia per la superficie di rampe e sottopasso.

5 VERIFICHE STATICHE TUBAZIONI

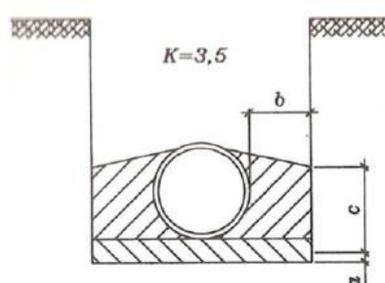
Le tubazioni in PVC $\Phi 250$ mm della rete del sottopasso sono posate al di sotto della banchina a lato strada e separate dalla sede stradale mediante un cordolo in c.a. In tale area non è previsto il transito di veicolo e pertanto non sono necessarie verifiche statiche delle tubazioni stesse. In favore di sicurezza è comunque previsto un bauletto e rinfiaco in cls magro per tutte le tubazioni.

Le tubazioni in PVC $\Phi 315$ mm sono invece annegate all'interno della suola di fondazione del manufatto scatolare. Anche in questo caso non sono pertanto necessarie verifiche statiche.

Si riportano di seguito le verifiche statiche per la tubazione in cls del sifone descritto al precedente §3.2.

5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (TUBAZIONI CLS)

Le presenti verifiche sono state eseguite al fine di controllare il comportamento delle tubazioni rigide in calcestruzzo utilizzate per la rete acque bianche. Tutte le condotte saranno posate secondo il seguente schema riportato negli elaborati grafici del progetto esecutivo.



Tipo 5
Appoggio in calcestruzzo
con rinfiaco in calcestruzzo.

$$a = \frac{1}{4} D \text{ (min. } 0,10 \text{ m)}$$

$$b = \frac{1}{4} D \text{ (min. } 0,10 \text{ m)}$$

$$c \geq \frac{3}{4} D$$

La verifica consiste nel calcolare il carico gravante sulla tubazione e quindi confrontare il valore trovato con quello derivante dalla classe della tubazione.

Verranno di seguito eseguiti i calcoli in forma generale per quel che concerne la parte teorica, successivamente sono stati riportati i fogli di calcolo con i quali sono state eseguite le verifiche per i ricoprimenti minimi e massimi di ogni tubazione di diametro omogeneo.

5.1.1 Carico statico del terreno

Carico Verticale sul tubo in trincea stretta:

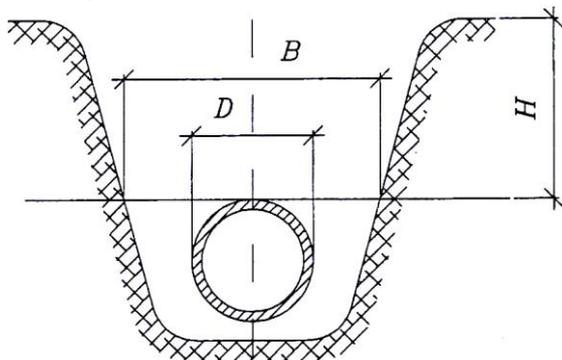
$$Q_{ST} = C_t \gamma_t B^2$$

dove:

Q_{ST} = carico verticale sul tubo in N/m

γ_t = peso specifico del rinterro in N/m^3

B = larghezza effettiva della trincea a livello della generatrice superiore del tubo in m



$$C_t = \frac{1 - e^{-2k(H/B) \operatorname{tg} \rho'}}{2k * \operatorname{tg}(\rho')} = \text{coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta}$$

con

$k = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \rho/2)$ = coefficiente di spinta attiva.

Carico Verticale sul tubo in trincea larga:

$$Q_{\text{ewt}} = C_e \gamma_t D^2$$

Q_{ewt} = Carico verticale sul tubo in N/m

γ_t = peso specifico del rinterro in N/m³

D = diametro esterno del tubo in m

$$C_e = 0,1 + 0,85(H/D) + 0,33(H/D)^2 \quad \text{per } H/D \leq 2,66$$

$$C_e = 0,1 + 1,68(H/D) \quad \text{per } H/D > 2,66.$$

5.1.2 Carico dinamico da traffico stradale

E' stato considerato un carico corrispondente al valore derivante da un mezzo convenzionale da 60t, il quale si suddivide in 6 punti di carico ciascuno da 10t.

$$P_{\text{vc}} = \sigma_z D \varphi$$

dove:

σ_z = pressione verticale a livello della generatrice superiore del tubo dovuto ai sovraccarichi mobili concentrati che per carichi pesanti (secondo la norma DIN 1072 vengono denominati HT) vale

$$\sigma_z = 0.5281 \frac{P_a}{H^{1.0461}}$$

con P_a = carico su ruota.

φ = fattore dinamico = $1 + 0.3/H$ per carichi stradali.

Carico dovuto ad acqua di falda

La spinta dell'acqua si valuta come segue:

$$Q_w = \gamma_w \left(H_w + \frac{D}{2} \right) D$$

dove: γ_w = peso specifico dell'acqua

H_w = altezza della superficie libera della falda al di sopra della tubazione.

Nei casi in esame si è trascurato il valore del peso dell'acqua all'interno della tubazione poiché produce un effetto trascurabile.

5.1.3 Azione sismica

Si trascurano, sull'elemento in analisi, gli effetti sismici in quanto:

- ai fini delle azioni verticali in soletta la struttura ha luce inferiore ai 20.00 m;
- ai fini delle azioni orizzontali sui piedritti, l'adozione di uno scenario dissimmetrico di spinta produce sollecitazioni maggiori di quelle dovute al sisma oscillatorio.

5.1.4 Carico totale sull'estradosso della tubazione:

$$C_L = Q_{rinterro} + Q_{traffico} + Q_{falda}$$

Il carico con cui confrontare tale valore di azione sollecitante è stato ottenuto nel seguente modo:

$$\frac{(C_L) \times k}{\mu} = C_R$$

dove:

C_L = carico massimo sopportato teorico;

C_R = carico massimo reale dopo la messa in opera in trincea;

k = coefficiente di posa, pari a 3.5 secondo la normativa EN-295 nel caso di appoggio su letto di calcestruzzo e rinfiacco con calcestruzzo;

μ = coefficiente di sicurezza allo schiacciamento, pari a 1,5 (valore cautelativo per contenere effetti di decadimento del materiale) secondo la normativa UNI 7517 per tubazioni in assenza di pressione interna.

5.1.5 Fogli di calcolo utilizzati per le verifiche di resistenza

Si riportano di seguito i fogli di calcolo utilizzati per le verifiche di resistenza delle tubazioni in calcestruzzo utilizzate.

Verifica statica tubazione in cls RIGIDA

DN	600 mm	di diametro nominale=di diametro interno
De	0.76 m	di diametro esterno del tubo
γ_t	16000 N/m ³	peso specifico del rinterro
P	125000 N	carico per ruota di convoglio
n	6	numero ruote del convoglio
A	162.9973848 m	area d'impronta del convoglio

Carichi permanenti

h	8.90 m	altezza del rinterro dalla generatrice sup. del tubo
B	1.14 m	larghezza effettiva del rinterro a livello della generatrice sup. del tubo (considerato $\Phi_e+100\text{cm}$)
TRINCEA STRETTA		
ρ	36 °	angolo d'attrito interno del rinterro
ρ'	30 °	angolo d'attrito tra rinterro e terreno naturale
k	0.260	coefficiente di spinta attiva
Si assume $\rho = \rho'$		

Trincea stretta

C_t	3.015	coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta
Q_{st}	162336 N/m	Carico verticale sul tubo nella condizione di posa in trincea stretta

Trincea larga

C_e	19.774	coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga
Q_{ewt}	182740 N/m	Carico verticale sul tubo nella condizione di posa in trincea larga
MAX	162336 N/m	Valore Massimo tra i valori di carico nelle due condizioni di posa analizzate

Carichi mobili

Concentrato

σ_z	6706.089 N/m ²	tensione specifica trasmessa all'estradosso della tubazione dai carichi mobili
D	0.76 m	di diametro esterno della tubazione
φ	1.033707865	coefficiente dinamico carico stradale
P_v	5268 N/m	Carico sollecitante la condotta

Distribuito

C_d	0.956	Coefficiente funzione di (A, H, L, D)
p	4601.301 N/m ²	valore del sovraccarico distribuito sulla sup. occupata dal veicolo
D	0.76 m	di diametro esterno tubazione
φ	1.033707865	coefficiente dinamico
P_{vd}	3455.810597 N/m	Carico agente sulla condotta
MAX	5268 N/m	Valore Massimo tra i valori di carico nelle due condizioni analizzate

Carico della falda

γ_w	10000 N/m ³	peso specifico dell'acqua
h	7.5 m	quota della falda sulla sommità della canalizzazione
D	0.76 m	di diametro esterno tubazione
Q_{idr}	59888 N/m ²	carico agente sulla condotta riferito all'asse

Totale carico sull'estradosso tubazione

Q_{tot}	227492 N/m
-----------	------------

Resistenza tubazione dopo la messa in opera in trincea

CR	165 KN/mq	Classe di resistenza
Qt	99000 N/m	Carico massimo teorico
K	3.5	coefficiente di posa
μ	1.5	coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

Q_r	231000 N/m
-------	------------

$Q_r > Q_{tot}$ VERIFICATO

Si può quindi concludere che le tubazioni utilizzate rispettano i valori minimi e massimi di ricoprimenti; le verifiche statiche di resistenza sono pertanto soddisfatte.

Il presente elaborato risulta costituito da n° 32 pagine numerate progressivamente (escluso il frontespizio).

Reggio Emilia li, 06/11/2020

Il Tecnico progettista
ing. Lorenzo Serri

