

Comune
CASTELLARANO

Provincia
REGGIO EMILIA

Titolo del progetto

Atto di accordo per la definizione degli impegni relativi alla richiesta di Variante Urbanistica, ai sensi dell'Articolo A-14 bis della L.R. 20/00 e s.m.i. tra il Comune di Castellarano e la ditta Novabell S.p.A. per l'attuazione dell'intervento di ampliamento del proprio stabilimento industriale sito in Rotechia - via Molino 1

Cod. commessa 1841	Livello di progettazione D0-DEFINITIVO
Numero elaborato RTEC - 01	Titolo elaborato Reti fognarie - Relazione idrologica ed idraulica
Scala -	Nome file w:\commesse\1841\06 - resource\01 - titleblocks\1841-cartiglio alfaengineering - copia.dwg

00	Maggio 2020	Emissione	Ing. Matteo Cantagalli	Ing. Matteo Cantagalli
Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Approvato

Committente



Novabell S.p.a
Via Molino 1, 39D 42014 Rotechia di Castellarano (RE)
Tel. 0522 000000, Fax 0522 000000
Email: info@xxxxxxxxx.it
C.F. 01779670361 e P.Iva IT01402710352

Redatto



Studio ALFA S.p.a.
V.le Ramazzini 39D
42124 Reggio Emilia

Tel. 0522 550905
Fax 0522 550987
Email: info@studioalfa.it

C.F. e P.Iva 01425830351
CapSoc. € 100.000 i.v.
Reg. Imprese CCIAA di RE
n. 01425830351
REA n. 184111

Direttore tecnico:
Ing. Matteo Cantagalli

Collaboratori progettazione:
Arch. Marta Mangiarotti
Ing. Marco Fontana



Indice

1	PREMESSA	2
2	VERIFICA DI COMPATIBILITA' IDRAULICA DEI RII RICETTORI SANTA MARIA E ARGONTALE.....	4
	2.1 STUDIO IDROLOGICO	4
	2.2 IL MODELLO IDRAULICO	9
	2.3 VERIFICHE IDRAULICHE	11
3	VERIFICHE IDRAULICHE RETI FOGNARIE IN PROGETTO	15
	3.1 DESCRIZIONE DEL SISTEMA FOGNARIO	15
	3.2 DATI PLUVIOMETRICI	15
	3.3 CALCOLO PORTATA MASSIMA IN USCITA E DEI COEFFICIENTI UDOMETRICI DI RIFERIMENTO.....	16
	3.4 VERIFICHE IDRAULICHE - LAMINAZIONE ACQUE METEORICHE	17
	3.4.1 LAMINAZIONE ACQUE METEORICHE DEL PIAZZALE E DELLA RAMPA .	19
	3.4.2 LAMINAZIONE ACQUE METEORICHE DELLA STRADA.....	24
	3.5 VERIFICHE IDRAULICHE – LIMITAZIONE PORTATE IN USCITA SOTTO SETTORI.....	28
	3.6 VERIFICHE IDRAULICHE – STAZIONI SOLLEVAMENTO	29
	3.6.1 Formulario impianti di sollevamento	30
	3.6.1.1 Perdite di carico distribuite	30
	3.6.1.2 Perdite di carico concentrate.....	30
	3.6.1.3 Prevalenza dell'impianto.....	31
	3.6.2 Sviluppo dei calcoli.....	31
	3.7 VERIFICHE IDRAULICHE – CONDOTTE	34

1 PREMESSA

Questa **relazione** illustra le principali verifiche idrauliche relative al progetto definitivo **delle reti fognarie a servizio delle nuove opere di urbanizzazione dello stabilimento ceramico NovaBell S.p.A.** nel Comune di Castellarano (RE), e della nuova viabilità esterna allo stabilimento.

L'area dello stabilimento ricade all'interno dei bacini scolanti di idrografia secondaria del Rio Argontale (o Argontello) e del Fosso Santa Maria, affluenti di sinistra del Fiume Secchia.

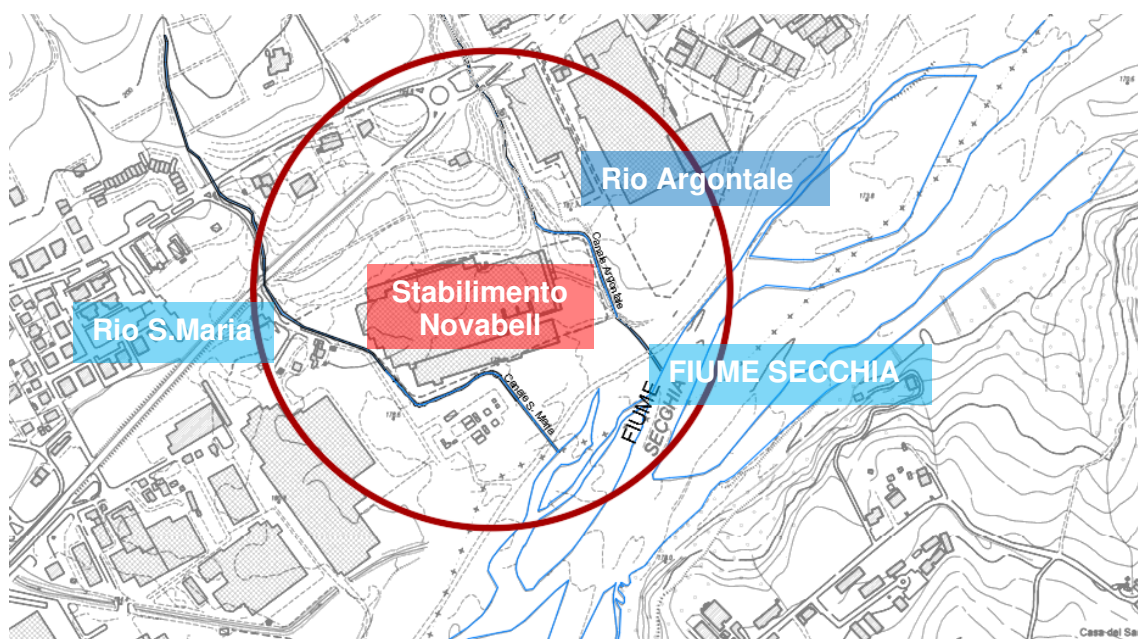


Figura 1-1 – Inquadramento su CTR con reticolo idrografico superficiale

Le reti di raccolta delle acque meteoriche delle superfici oggetto di trasformazione del suolo (piazze e strade) saranno costituite da due sistemi disconnessi con punti di scarico distinti nei corpi idrici superficiali; in particolare:

- le reti di raccolta delle acque meteoriche del piazzale logistica in progetto e quelle della nuova rampa di accesso allo stabilimento verranno inviate ad uno nuovo punto di scarico nel Rio Argontale;
- le reti di raccolta delle acque meteoriche della viabilità esterna allo stabilimento sul perimetro nord-ovest verranno inviate invece ad un nuovo punto di scarico nel Rio Santa Maria.

I due corsi d'acqua individuati come recapito finale per le reti descritte non sono in grado di ricevere un apporto di acqua meteorica superiore a quello attuale: per questo motivo è stato fissato un limite di portata allo scarico per garantire l'invarianza idraulica dell'area anche a seguito della trasformazione dell'uso del suolo.

Si rimanda ai capitoli seguenti per un approfondimento sulla stima sul volume di laminazione necessario per garantire l'invarianza idraulica e alle caratteristiche tecniche delle reti di raccolta.

La relazione si compone inoltre di un'analisi preliminare di compatibilità idraulica del Rio Santa Maria e del Rio Argontale con le opere in progetto. Nei primi anni 2000, in occasione di una precedente variante urbanistica, è stato svolto dal dott. Franco Gemelli uno studio idrologico/idraulico dei rii oggetto di verifica. Vista la datazione non recente si è ritenuto opportuno aggiornare in particolare i valori di portate ai valori di intensità di pioggia calcolabili con i dati più recenti di misura e certamente più cautelativi.

2 VERIFICA DI COMPATIBILITA' IDRAULICA DEI RII RICETTORI SANTA MARIA E ARGONTALE

2.1 STUDIO IDROLOGICO

Il Rio Santa Maria ed il Rio Argontale sono due affluenti in sinistra orografica del Fiume Secchia e nascono dalla fascia collinare sovrastante la località di Roteglia (RE) ad una quota altimetrica di circa 475 m slm. I relativi bacini imbriferi sono adiacenti fra di loro e mostrano caratteristiche morfologiche ed idrogeologiche simili. Le sezioni di chiusura di calcolo sono state considerate in corrispondenza degli scarichi delle reti di raccolta delle acque meteoriche in oggetto nel piazzale dell'azienda NovaBell.

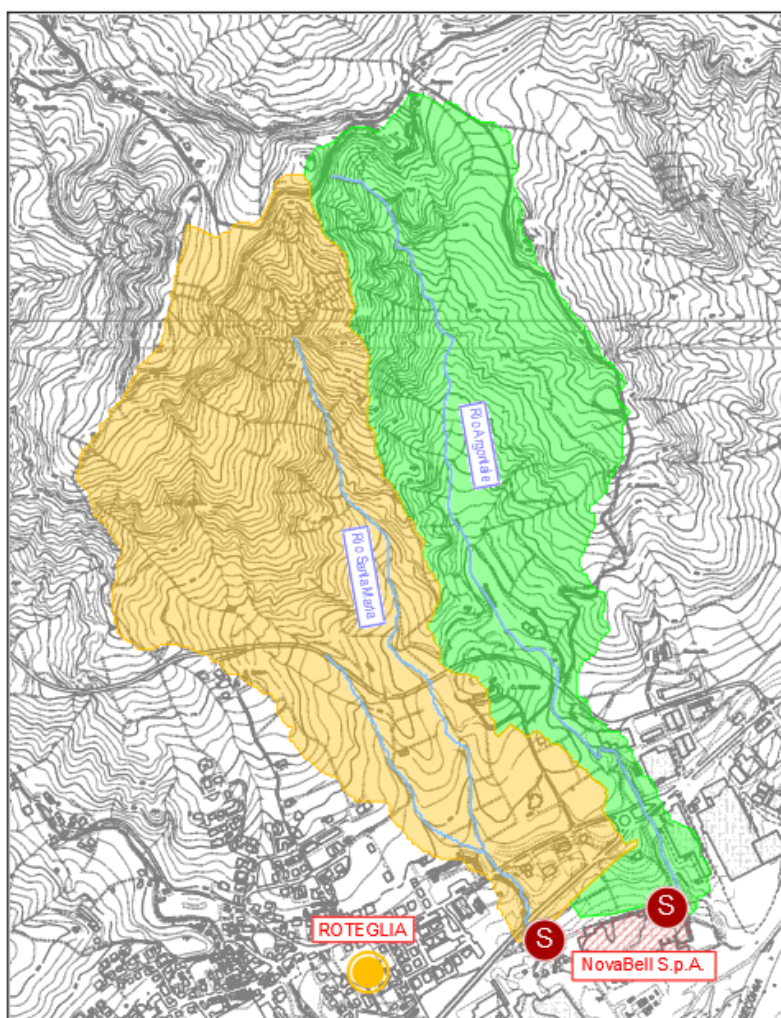


Figura 2-1 – Bacini idrografici del Rio S. Maria (in arancio) e del Rio Argontale (verde) con indicate le sezioni di chiusura (S)

Di seguito si riportano le curve ipsografiche dei bacini analizzati.

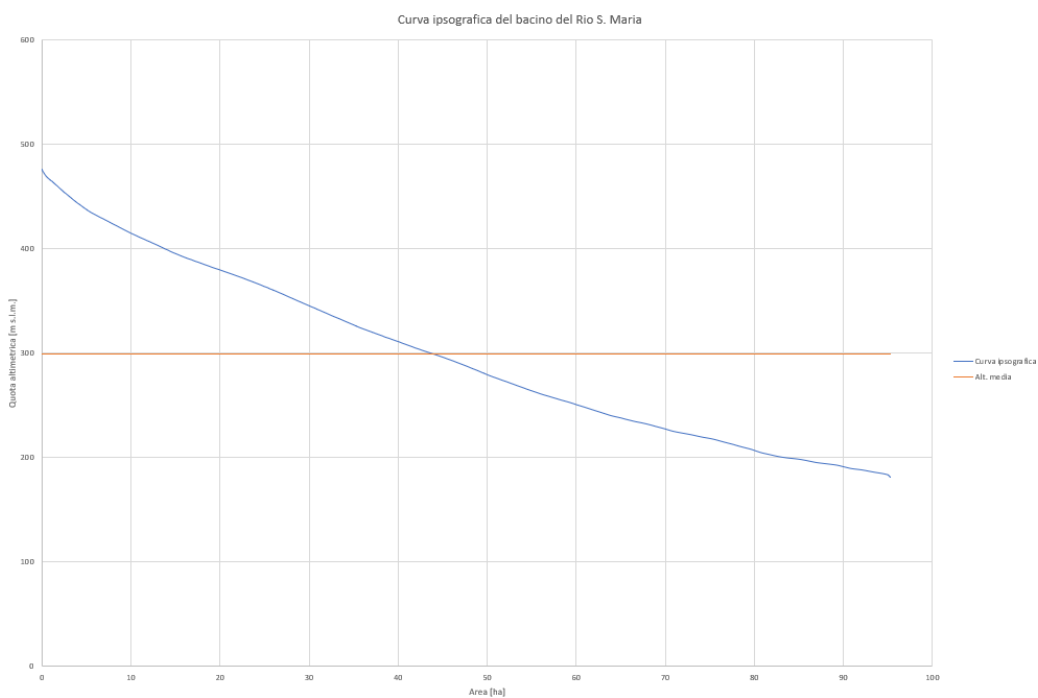


Figura 2-2 – Curva ipsografica del bacino del Rio Santa Maria con individuazione dell'altitudine media

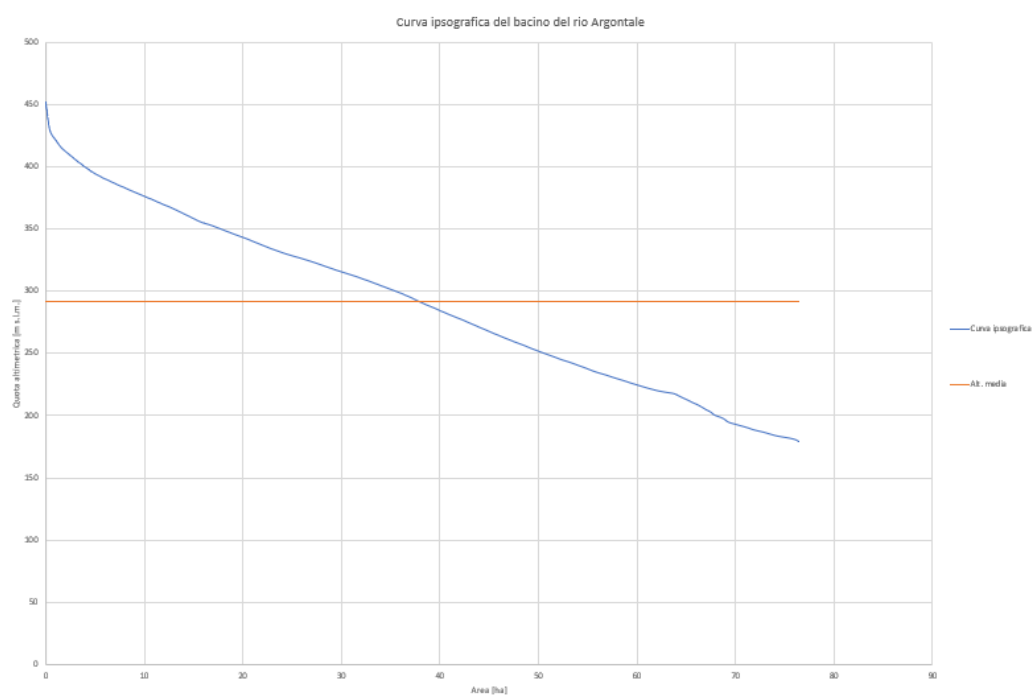


Figura 2-3 – Curva ipsografica del bacino del Rio Argontale con individuazione dell'altitudine media

Per la verifica di compatibilità idraulica degli scarichi fognari delle reti acque meteoriche in progetto, non essendo disponibili valori di portata misurati nel corso d'acqua, i valori di portata di piena vengono stimati con un metodo indiretto basato sull'analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e impiego di modelli afflussi-deflussi per la trasformazione in portate.

Come suggerito dal PAI (Progetto di Piano stralcio per l'Assetto idrogeologico), per bacini idrografici di piccole dimensioni, viene utilizzato per la determinazione del valore di portata di piena il metodo razionale:

$$Q_C = 0,28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

- Q_C = portata al colmo (mc/s);
- c = coefficiente di deflusso;
- i = intensità di pioggia (mm/hr);
- A = superficie del bacino (kmq).

Le ipotesi alla base del modello sono:

- il bacino idrografico viene considerato come singola unità;
- la portata stimata ha stesso tempo di ritorno T di quello dell'intensità di pioggia;
- il tempo di formazione del colmo di piena è pari a quello della fase di riduzione;
- l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del tempo di corrivazione t_c .

Per il calcolo del tempo di corrivazione t_c si utilizza la formula empirica di Giandotti (1934, 1937):

$$t_c = (4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L) / (0,8 \cdot \sqrt{H_m - H_o})$$

dove:

- L = lunghezza del percorso idraulicamente più lungo del bacino (km);
- H_m = altitudine media del bacino (m slm);
- H_o = altitudine della sezione di chiusura (m slm).

Per il coefficiente di deflusso " c " si utilizzano i seguenti valori:

Tipo di suolo	c	
	Uso del suolo	
	Coltivato	Bosco
Suolo con infiltrazione elevata, normalmente sabbioso o ghiaioso	0,20	0,10
Suolo con infiltrazione media, senza lenti argillose; suoli limosi e simili	0,40	0,30
Suolo con infiltrazione bassa, suoli argillosi e suoli con lenti argillose vicine alla superficie, starti di suolo sottile al di sopra di roccia impermeabile	0,50	0,40

Tabella 2-4 – Coefficienti di deflusso raccomandati da Handbook of Applied Hydrology, Ven Te Chow, 1964

Sono stati assunti coefficienti di deflusso elevati considerando che i bacini in esame sono caratterizzati da suoli con lenti argillose superficiali. In particolare, è stato assunto per il bacino del Rio Argontale un valore pari a 0.5 mentre per il bacino del Rio Santa Maria un valore più cautelativo pari a 0.65 in quanto buona parte di esso è interessato da attività estrattive.

Per l'analisi statistica delle osservazioni pluviometriche si fa riferimento ai parametri a e n validi per la curva di possibilità pluviometrica individuati da AIPO per le diverse zone della provincia di Reggio Emilia (Riquadro FL137 – Allegato 3, Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - PAI).

Nelle pagine seguenti si riportano i risultati di calcolo dei due bacini imbriferi di riferimento.

DETERMINAZIONE PORTATA PIENA - METODO RAZIONALE				
Dati bacino idrografico:				
ID	Rio S. Maria (Roteglia)			
A (kmq)	0.953669	Area della superficie di bacino		
L (km)	2.2	Lunghezza asta principale		
Hm (mslm)	299	Altitudine media bacino		
Ho (mslm)	181	Altitudine sezione chiusura bacino		
tc (ore)	0.83	Tempo corrivazione bacino (Giandotti)		
Dati pioggia:				
Staz misura		TR = 200 anni		Nota:Riquadro FL137 Tabella regionalizzazione PAI
Fonte	Id	a	n	
PAI	Roteglia	49.23	0.352	
TR (anni)		200		
hc (mm)		46.09		
ic (mm/h)		55.58		
Calcolo portata:				
A (kmq)		0.953669	Area del bacino	
c (-)		0.65	Coefficiente deflusso	
ic 200 (mm/h)		55.58	Intensità pioggia progetto 200 anni	
Q200 (l/s)		9647	Portata progetto 200 anni	

Tabella 2-5 – Bacino idrografico di riferimento – Rio Santa Maria, Piazzale NovaBell

DETERMINAZIONE PORTATA PIENA - METODO RAZIONALE				
Dati bacino idrografico:				
ID	Rio Argontale (Roteгля)			
A (kmq)	0.764769	Area della superficie di bacino		
L (km)	2.35	Lunghezza asta principale		
Hm (mslm)	292	Altitudine media bacino		
Ho (mslm)	179	Altitudine sezione chiusura bacino		
tc (ore)	0.83	Tempo corrivazione bacino (Giandotti)		
Dati pioggia:				
Staz misura		TR = 200 anni		Nota:Riquadro FL137 Tabella regionalizzazione PAI
Fonte	Id	a	n	
PAI	Roteгля	49.23	0.352	
TR (anni)		200		
hc (mm)		46.02		
ic (mm/h)		55.73		
Calcolo portata:				
A (kmq)		0.764769	Area del bacino	
c (-)		0.5	Coefficiente deflusso	
ic 200 (mm/h)		55.73	Intensità pioggia progetto 200 anni	
Q200 (l/s)		5967	Portata progetto 200 anni	

Tabella 2-6 – Bacino idrografico di riferimento – Rio Argontale, Piazzale NovaBell

2.2 IL MODELLO IDRAULICO

A supporto dell'analisi delle verifiche di compatibilità idraulica è stato implementato, per ciascun rio, un modello idraulico monodimensionale implementato con il programma di calcolo numerico HEC-RAS 5.0.7 sviluppato dalla HEC (Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers). Lo studio della propagazione delle onde di piena naturali nei tratti oggetto di interesse è stato sviluppato in condizioni di moto permanente per diversi regimi idrologici.

La geometria del modello idraulico è stata ricostruita sulla base dei rilievi topografici sui due rii in corrispondenza dell'area oggetto di studio. Tali sezioni sono state integrate con altre, inserite

manualmente o interpolate automaticamente dal programma in prossimità dei manufatti idraulici (tombini).



Figura 2-7 – Estratto della geometria su modello matematico a partire dal rilievo topografico, Rio Santa Maria



Figura 2-8 – Estratto della geometria su modello matematico a partire dal rilievo topografico, Rio Argontale

Per rappresentare la scabrezza dell'alveo del Rio Santa Maria, caratterizzato dalla presenza di ghiaietto sul fondo e da arginature costituite con blocchi di calcestruzzo e fascine in legno, è stato

assunto un coefficiente di scabrezza secondo Manning pari a $0.033 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$, mentre nei tratti interessati dai tombamenti è stato utilizzato il coefficiente di scabrezza pari a $0.017 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$. Per il Rio Argontale è stato considerato un valore di scabrezza più elevato, pari a $0.050 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ a causa della presenza di vegetazione nell'alveo. Nei tratti interessati dai tombamenti è stato utilizzato il coefficiente di scabrezza pari a $0.017 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$.

Pur in assenza di dati storici misurati utili ad una vera e propria calibrazione del modello, il valore assunto risulta cautelativo ai fini del calcolo dei tiranti idrici in alveo durante gli eventi di piena simulati.

Come condizione al contorno di monte, nel caso del Rio Santa Maria, è stata assunta una pendenza di moto uniforme pari alla pendenza media del tratto di monte, pari a 0.0153 m/m . Come condizione al contorno di valle, è stata invece assunta una pendenza di moto uniforme pari alla pendenza media del tratto di valle, pari a 0.0250 m/m .

Nel caso del Rio Argontale, come condizione al contorno di monte è stata assunta una pendenza di monte uniforme pari a 0.0250 m/m ; come condizione di valle una pendenza di moto uniforme pari a 0.022 m/m .

2.3 VERIFICHE IDRAULICHE

Si riporta di seguito una breve sintesi dei principali risultati di calcolo delle simulazioni dei due rii oggetto di studio.

Nel caso del Rio Santa Maria, nel tratto compreso i due tombamenti, il deflusso della piena duecentennale avviene all'interno dell'alveo, nonostante l'effetto di rigurgito generato dal tombino di valle.

I tiranti idrici medi sono compresi tra 130 cm e 210 cm mentre i franchi medi netti sono compresi tra 70 cm e 90 cm .

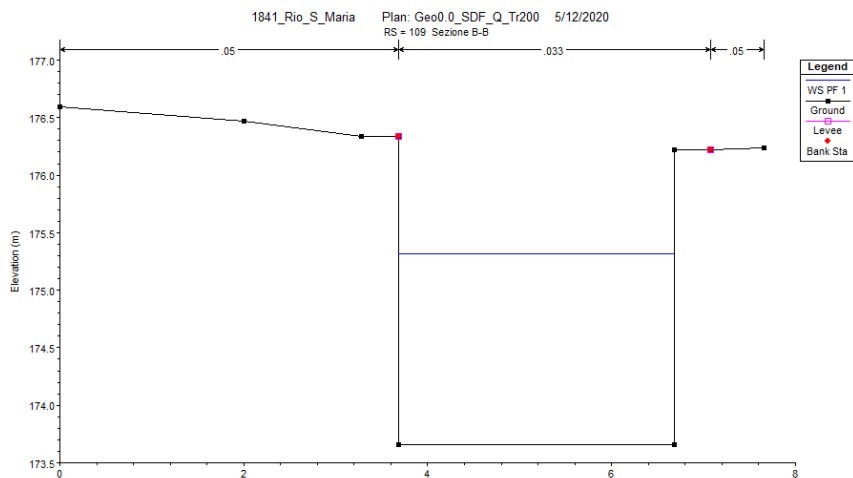


Figura 2-9 – Verifica idraulica Q_{TR200} sezione B-B (progr. 109), Rio Santa Maria

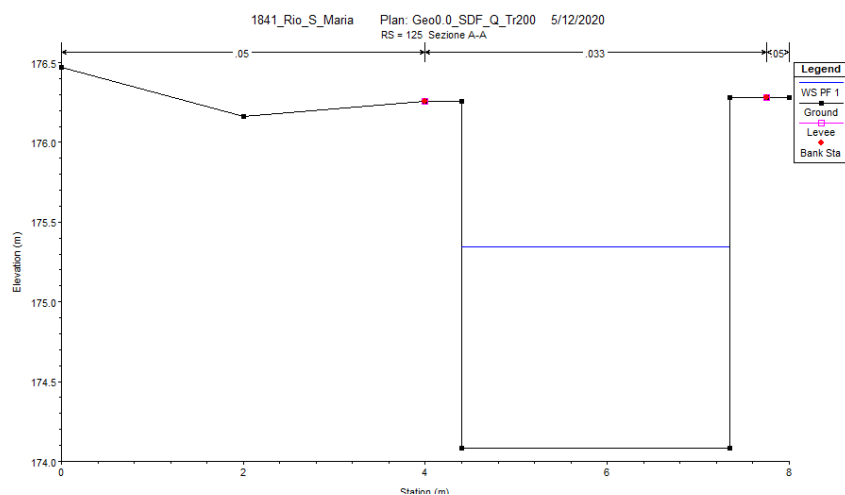


Figura 2-10 – Verifica idraulica Q_{TR200} sezione A-A (progr. 125), Rio Santa Maria

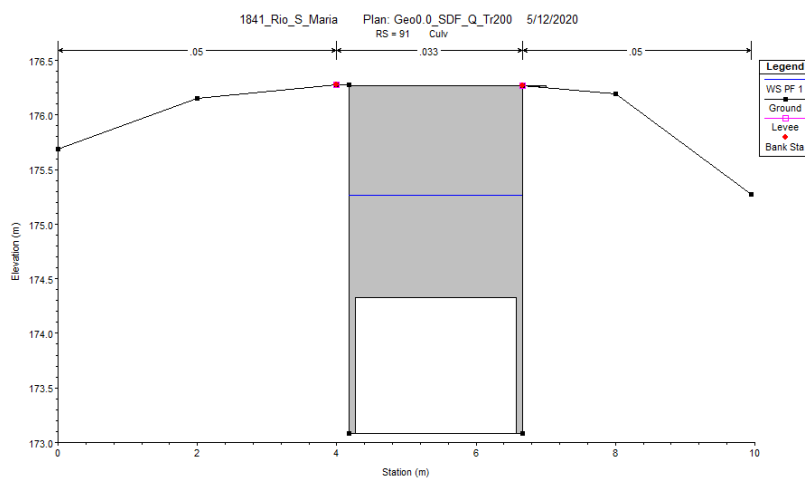


Figura 2-11 – Verifica idraulica Q_{TR200} sezione a monte tombino (progr. 91), Rio Santa Maria

Anche per quanto riguarda il Rio Argontale, nel tratto compreso i due tominamenti, il deflusso della piena duecentennale avviene all'interno dell'alveo, seppur con scarsi franchi medi idrici in alcuni punti. I tiranti idrici medi sono compresi tra 150 cm e 200 cm mentre i franchi medi netti sono compresi tra 5 cm e 70 cm.

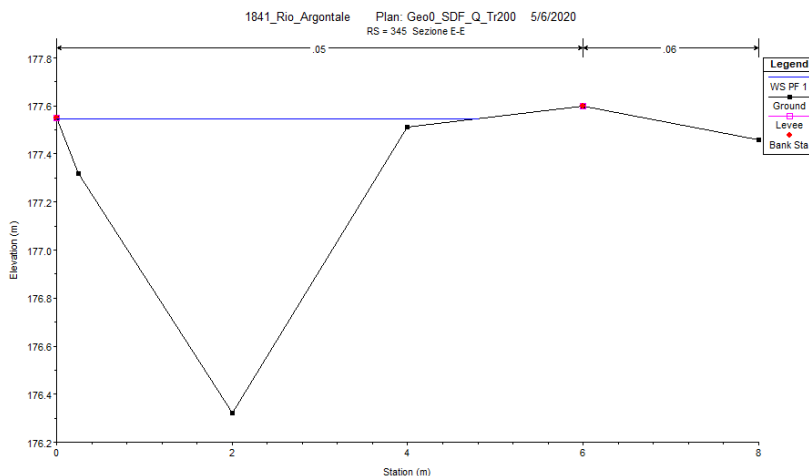


Figura 2-12 – Verifica idraulica Q_{TR200} sezione E-E (progr. 345), Rio Argontale

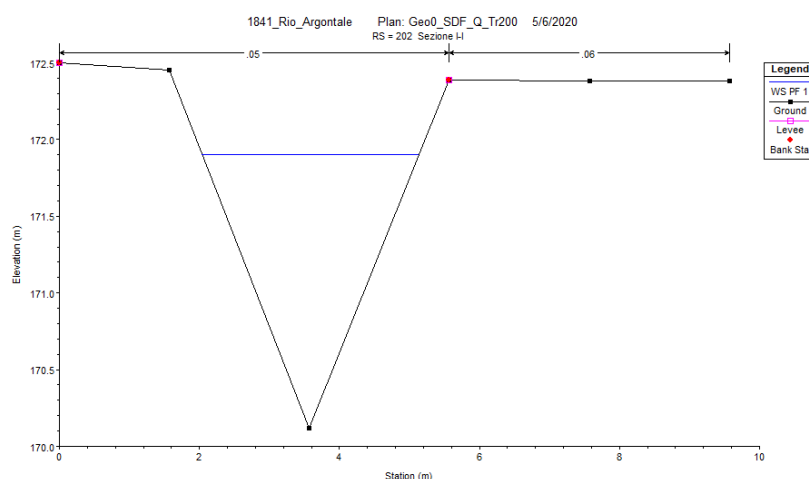


Figura 2-13 – Verifica idraulica Q_{TR200} sezione I-I (progr. 202), Rio Argontale

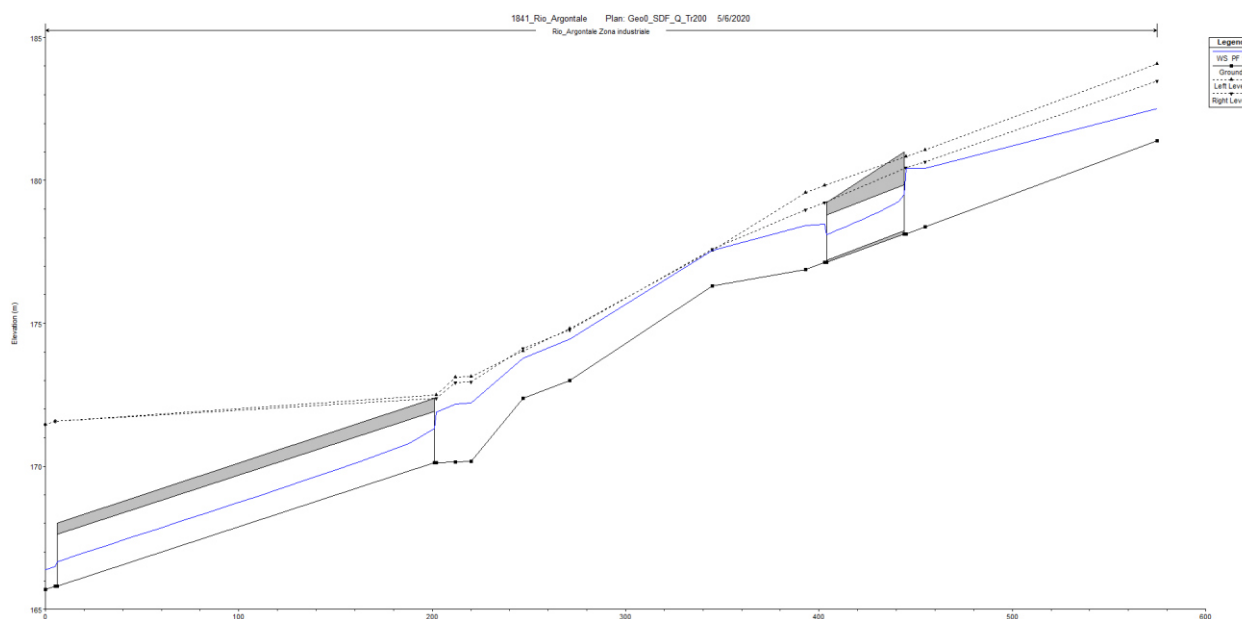


Figura 2-14 – Verifica idraulica Q_{TR200} profilo idraulico, Rio Argontale

Le verifiche idrauliche evidenziano come i tiranti idrici del Rio Santa Maria e del Rio Argontale per i profili di moto permanente con tempo di ritorno duecentennale sono compatibili con le opere in progetto che rimangono a quote escluse dalla possibilità di allagamenti, come già per altro verificato nello studio pregresso dei primi anni 2000 del dott. Franco Gemelli.

Dall'altro lato, i ridotti franchi di sicurezza rispetto alle quote di sommità arginale e la scarsa officiosità idraulica dei tombinamenti esistenti, impongono il rispetto del principio di invarianza idraulica rispetto alle condizioni di deflusso esistenti. Si rimanda al capitolo seguente per le verifiche idrauliche sul sistema fognario.

3 VERIFICHE IDRAULICHE RETI FOGNARIE IN PROGETTO

3.1 DESCRIZIONE DEL SISTEMA FOGNARIO

Le reti di raccolta delle acque meteoriche delle superfici oggetto di trasformazione del suolo (piazze e strade) saranno costituite da due sistemi disconnessi con punti di scarico distinti nei corpi idrici superficiali; in particolare:

- le reti di raccolta delle acque meteoriche del piazzale logistica in progetto e quelle della nuova rampa di accesso allo stabilimento verranno inviate ad uno nuovo punto di scarico nel Rio Argontale;
- le reti di raccolta delle acque meteoriche della viabilità esterna allo stabilimento sul perimetro nord-ovest verranno inviate invece ad un nuovo punto di scarico nel Rio Santa Maria.

Al fine di non sovraccaricare i corpi idrici ricettori, è prevista la realizzazione di volumi di laminazione idonei a garantire l'invarianza idraulica dell'area anche a seguito della trasformazione dell'uso del suolo

3.2 DATI PLUVIOMETRICI

Per lo studio delle precipitazioni di progetto si fa riferimento ad una curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata per un assegnato tempo di ritorno, espressa secondo la formula monomia di uso comune:

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

dove:

- h = altezza di precipitazione (mm)
- t = durata della pioggia (ore)
- a, n = parametri curva possibilità pluviometrica

L'intensità media di pioggia risulta:

$$i = \frac{h}{t} = a \cdot t^{n-1}$$

Per i parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica si farà riferimento ai valori calcolati per la provincia di Reggio Emilia da Ireti S.p.a. (società del Gruppo Iren e gestore del servizio idrico integrato) attraverso un'analisi statistica delle piogge.

Si riportano di seguito i valori dei parametri per il comune di riferimento, per un tempo di ritorno di 50 anni (ambito industriale).

Parametri curva di possibilità pluviometrica					
Fonte	Comune/Zona	Tr (anni)	Tp (h)	a (mm/h ⁿ)	n (-)
Ireti S.p.a.	Castallerano	50	<1	44.46	0.612
		50	>1	38.06	0.38

Tabella 3-1 – Parametri a e n curva possibilità pluviometrica di riferimento

3.3 CALCOLO PORTATA MASSIMA IN USCITA E DEI COEFFICIENTI UDOMETRICI DI RIFERIMENTO

La portata massima di scarico in uscita dal comparto oggetto di trasformazione viene calcolata secondo i limiti imposti dai coefficienti udometrici di riferimento indicati dal Consorzio di bonifica dell'Emilia Centrale per la provincia di Reggio Emilia.

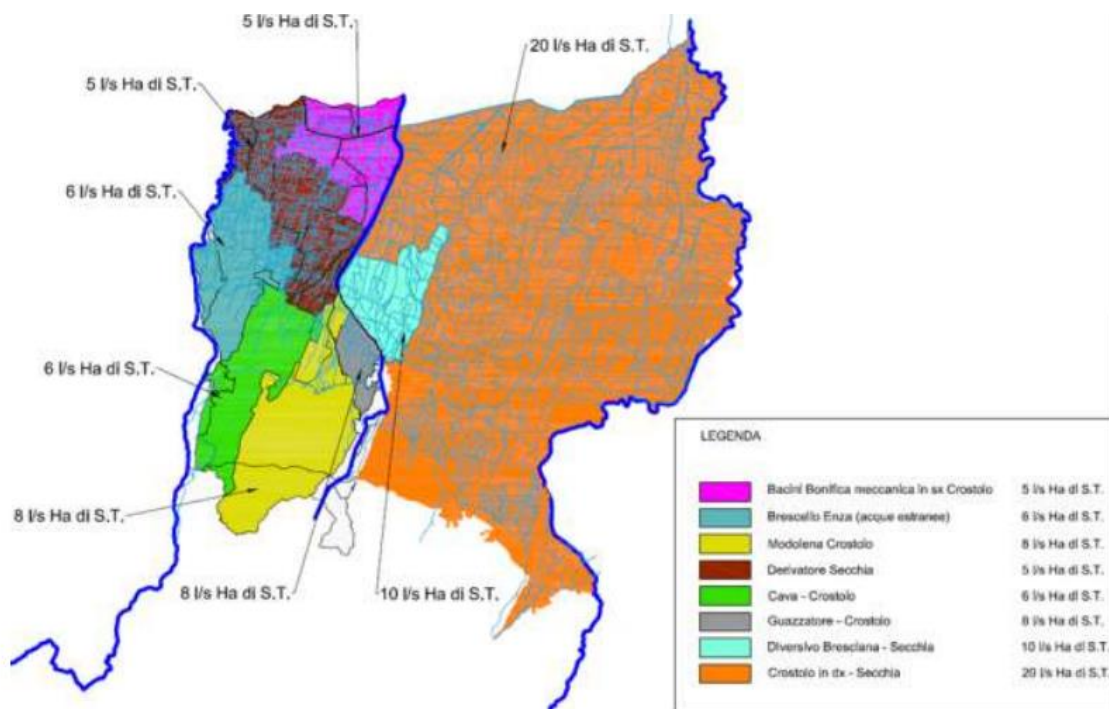


Figura 3-2 – Coefficienti udometrici di riferimento Consorzio di Bonifica Emilia Centrale

Nel caso specifico si ha:

Portate acque bianche/con limitazione	
Coefficiente udometrico (l/s * ha)	20
S (ha) <i>Superficie oggetto di trasformazione</i> PIAZZALE + RAMPA	2.03
Portata massima in uscita SETTORI PIAZZALE + RAMPA (l/s) su RIO ARGONTALE	40.60
S (ha) <i>Superficie oggetto di trasformazione</i> STRADA	0.50
Portata massima in uscita SETTORE STRADA (l/s) su RIO S.MARIA	10.06

Tabella 3-3 – Calcolo portata massima in uscita

3.4 VERIFICHE IDRAULICHE - LAMINAZIONE ACQUE METEORICHE

Per la stima del volume di laminazione è stato adottato il metodo sulla base delle sole piogge.

Il metodo fornisce una valutazione del volume di invaso sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, imposta all'uscita della vasca.

Il volume della vasca sarà pari a:

$$W = W_e - W_u = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n - Q_u \cdot \theta$$

dove:

- W_e = volume entrante nella vasca per effetto di una pioggia di durata θ ;
- W_u = volume uscito dalla vasca nello stesso tempo θ ;
- S = superficie impermeabile del bacino drenato a monte della vasca;
- ϕ = coefficiente di afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca;
- a, n = coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
- $\theta = \left(\frac{Q_u}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$ = durata critica di pioggia;
- Q_u = portata massima in uscita dal bacino (mc/h).

Tale volume viene maggiorato del 30%, per sopperire alle sottostime prodotte dalla metodologia di calcolo basata sulle sole piogge e per tenere conto della possibilità che due eventi ravvicinati possano essere invasati in successione e che il secondo evento non trovi la vasca di laminazione completamente vuota.

Lo sviluppo dei calcoli ha portato ai seguenti risultati:

- **SETTORE PIAZZALE (P) + RAMPA (R):** volume necessario per la laminazione pari a circa **806 mc**;
- **SETTORE STRADA (S):** volume necessario per la laminazione pari a circa **200 mc**.

Nella seguente immagine vengono riportati i settori di nuova realizzazione; si rimanda ai paragrafi successivi per lo sviluppo dei calcoli.



Figura 3-4 – Individuazione settori di nuova realizzazione: in rosso il settore strada (S), in azzurro il piazzale (P) e in giallo la rampa (R).

3.4.1 LAMINAZIONE ACQUE METEORICHE DEL PIAZZALE E DELLA RAMPA

La rete di raccolta delle acque meteoriche del piazzale e della rampa sarà realizzata con tubazioni di grande diametro in grado di fornire un volume di laminazione pari a quello necessario da calcolo. Le acque scolanti dalla rampa, per le quali non è possibile realizzare la laminazione in linea sulla rete viste le elevate pendenze della condotta e l'impossibilità di sfruttare il rigurgito nella stessa, verranno intercettate tramite un sistema di caditoie e convogliate nell'area del piazzale dove verranno laminate.

Le reti con funzione di laminazione verranno realizzate su più linee parallele con tubazioni in c.a. DN800/1000/1200 e suddivise in tre sotto-settori (P1+R1, P2+R2 e P3+R3) per razionalizzare il sistema di limitazione delle portate in uscita.

La laminazione delle acque meteoriche avverrà grazie al sistema di limitazione delle portate realizzato nei pozzetti terminali di ogni sotto-settore mediante una luce ristretta di passaggio della portata con funzionamento sotto battente e in grado di generare un rigurgito tale da poter riempire i volumi disponibili delle tubazioni a monte.

Le portate confluiranno quindi in una vasca terminale dove sarà alloggiata una stazione di sollevamento per il rilancio delle acque al sistema di stoccaggio per il riutilizzo nei processi produttivi, ovvero nel Rio Argontale. La vasca sarà dotata anche di scarico di emergenza di troppo pieno sempre nel Rio Argontale: lo scarico entrerà in funzione in caso di blocco delle pompe di sollevamento.

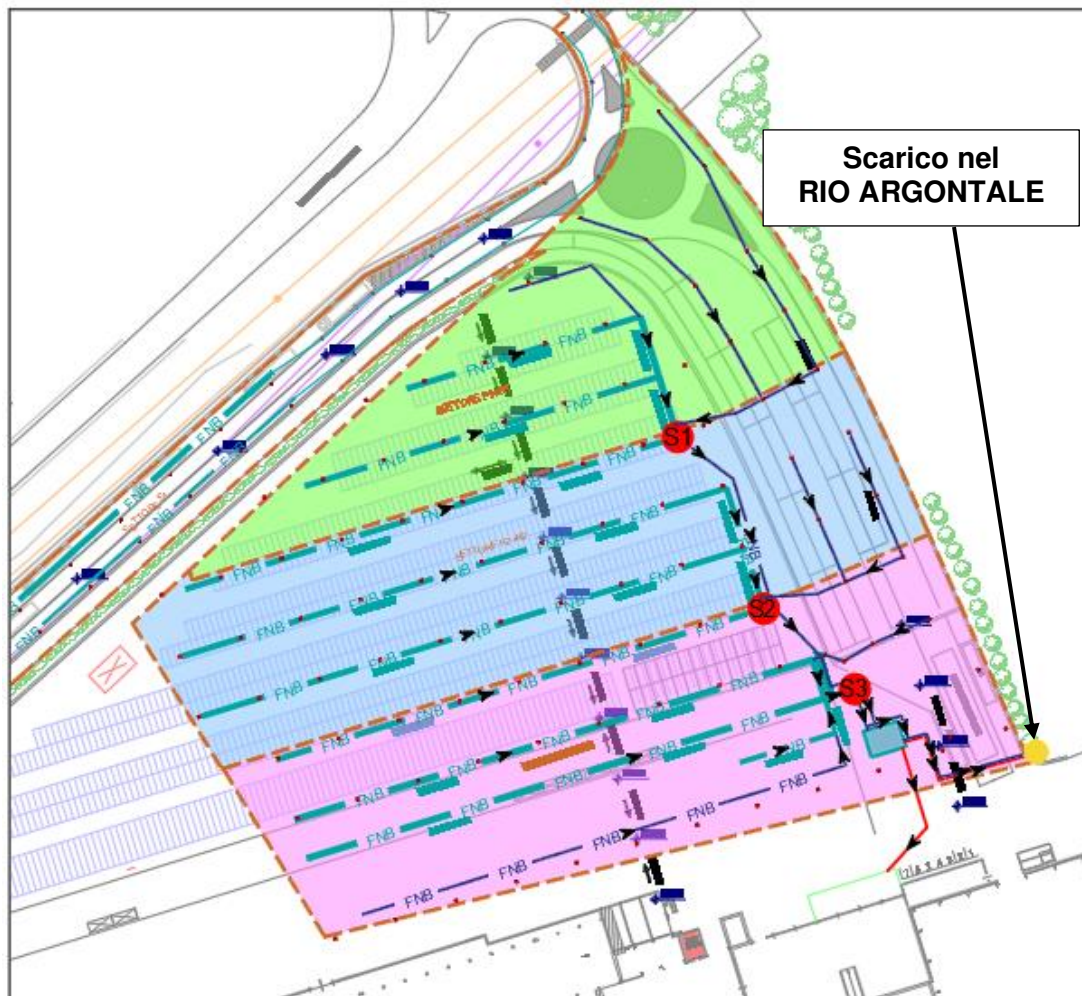


Figura 3-5 – Schema reti fognarie sotto-settori P1+R1 (verde), P2+R2 (azzurro) e P3+R3 (magenta). I punti rossi individuano i pozzetti di limitazione delle portate dei singoli settori; le acque raggiungono quindi una stazione di sollevamento terminale, da cui può avvenire il rilancio delle acque al sistema di riutilizzo ovvero allo scarico nel Rio Argontale.

Nelle pagine seguenti si riportano i risultati di calcolo relativi ai suddetti sotto-settori; le verifiche sono soddisfatte.

LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
SETTORE P1+R1					
LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
A (mq)	5550	Area totale settore			
cu (l/s*ha)	20	Coefficiente udometrico			
Qu (l/s)	11,10	Portata massima in uscita dal bacino			
Qu (mc/h)	40,0				
Caratteristiche bacino :					
Atot (mq)	Ai ($\varphi=0,9$)	Ap ($\varphi=0,05$)	Asp ($\varphi=0,5$)	φ eq.	
5550	5550	0	0	0,90	
Parametri curva di possibilità pluviometrica:					
Comune	Tr	Tp	a (mm/h^ ⁿ)	n	
Castellarano	50	> 1h	38,06	0,38	
Risultati calcolo:					
t (h)	2,60	Durata critica di pioggia			
We (mc)	273,29	Volume entrante nella vasca			
Wu (mc)	103,85	Volume uscito dalla vasca			
W (mc)	169,44	We-Wu			
W*1,3 (mc)	220,27	Volume da laminare			
Progetto:					
Volume da realizzare W*1,3 (mc)				220,27	
Volume invaso rete (condotte)					
L (m)	D medio (m)	B	b	A (mq)	Vt (mc)
250	1,00	-	-	0,79	196,35
28	1,20	-	-	1,13	31,67
				Tot	228,02
V (mc)	228,02	Volume invaso rete			

LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
SETTORE P2+R2					
LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
A (mq)	7100	Area totale settore			
cu (l/s*ha)	20	Coefficiente udometrico			
Qu (l/s)	14,20	Portata massima in uscita dal bacino			
Qu (mc/h)	51,1				
Caratteristiche bacino :					
Atot (mq)	Ai (φ=0,9)	Ap (φ=0,05)	Asp (φ=0,5)	φ eq.	
7100	7100	0	0	0,90	
Parametri curva di possibilità pluviometrica:					
Comune	Tr	Tp	a (mm/h^n)	n	
Castellarano	50	> 1h	38,06	0,38	
Risultati calcolo:					
t (h)	2,60	Durata critica di pioggia			
We (mc)	349,61	Volume entrante nella vasca			
Wu (mc)	132,85	Volume uscito dalla vasca			
W (mc)	216,76	We-Wu			
W*1,3 (mc)	281,79	Volume da laminare			
Progetto:					
Volume da realizzare W*1,3 (mc)				281,79	
Volume invaso rete (condotte)					
L (m)	D medio (m)	B	b	A (mq)	Vt (mc)
393	1,00	-	-	0,79	308,66
				Tot	308,66
V (mc)	308,66	Volume invaso rete			

LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
SETTORE P3+R3					
LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
A (mq)	7650	Area totale settore			
cu (l/s*ha)	20	Coefficiente udometrico			
Qu (l/s)	15,30	Portata massima in uscita dal bacino			
Qu (mc/h)	55,1				
Caratteristiche bacino :					
Atot (mq)	Ai (φ=0,9)	Ap (φ=0,05)	Asp (φ=0,5)	φ eq.	
7650	7650	0	0	0,90	
Parametri curva di possibilità pluviometrica:					
Comune	Tr	Tp	a (mm/h^n)	n	
Castellarano	50	> 1h	38,06	0,38	
Risultati calcolo:					
t (h)	2,60	Durata critica di pioggia			
We (mc)	376,69	Volume entrante nella vasca			
Wu (mc)	143,14	Volume uscito dalla vasca			
W (mc)	233,55	We-Wu			
W*1,3 (mc)	303,62	Volume da laminare			
Progetto:					
Volume da realizzare W*1,3 (mc)				303,62	
Volume invaso rete (condotte)					
L (m)	D medio (m)	B	b	A (mq)	Vt (mc)
256	1,20	-	-	1,13	289,53
30	0,80	-	-	0,50	15,08
				Tot	304,61
V (mc)	304,61	Volume invaso rete			

3.4.2 LAMINAZIONE ACQUE METEORICHE DELLA STRADA

La rete di raccolta delle acque meteoriche della strada che corre sul perimetro nord-ovest dello stabilimento sarà realizzata in parte in tubazioni di grande diametro in grado di fornire un volume di laminazione pari a circa il 95% di quello necessario da calcolo.

Le reti verranno realizzate su due linee parallele con tubazioni in c.a. 1000 e PVC DN400 per tutto il tratto centrale della strada, dove le pendenze sono ridotte, per un volume complessivo di laminazione disponibile pari a circa 180 mc (sotto-settore S1).

I restanti 20 mc verranno compensati con la realizzazione di una vasca che raccoglierà anche le acque della rampa terminale della strada (sotto-settore S2), per la quale non è possibile realizzare la laminazione in linea sulla rete viste le elevate pendenze.

I 200 mc di laminazione verranno quindi garantiti dai volumi sommati delle tubazioni (180 mc) e della vasca (20 mc).

Lo scarico nel Rio Santa Maria potrà avvenire a gravità ovvero in pressione (gruppo pompe installate in vasca) in caso di livelli idrici elevati nel Rio.

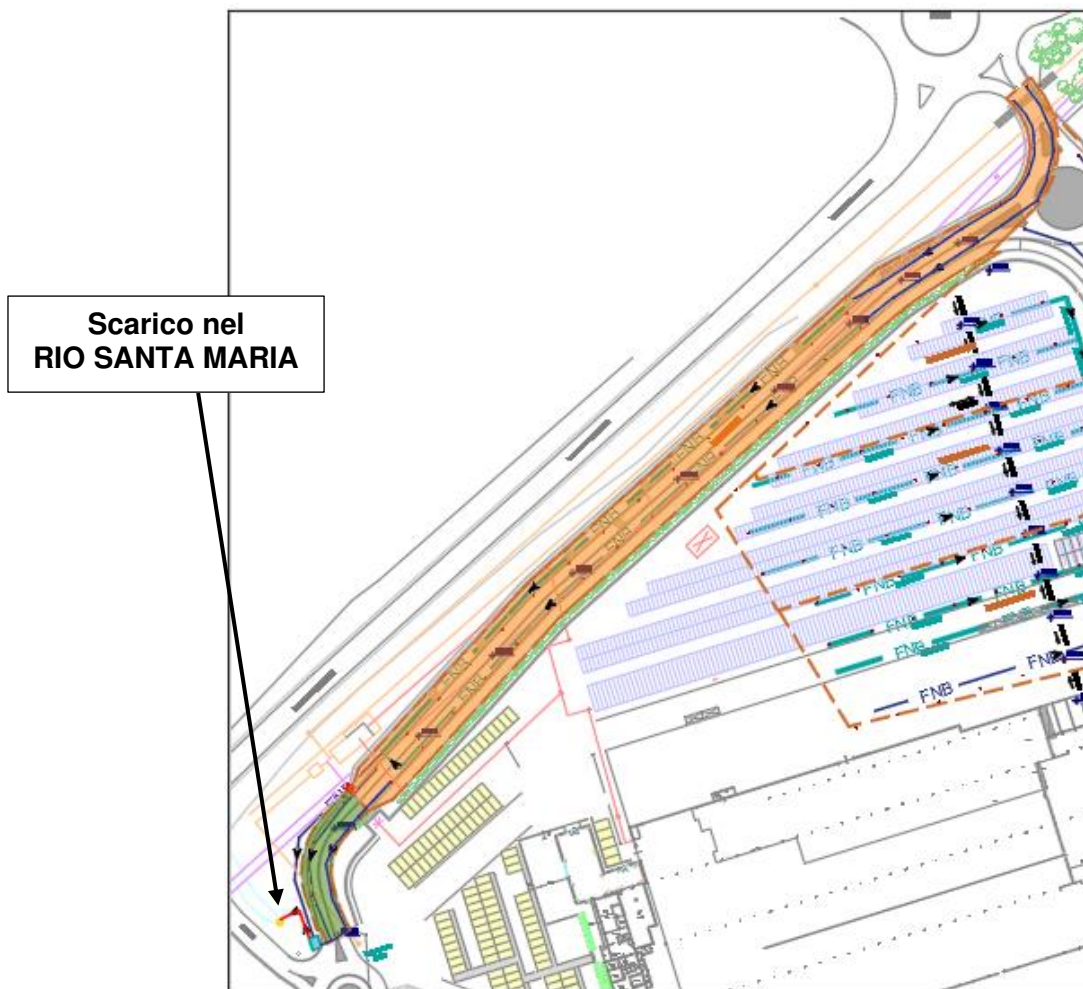


Figura 3-6 – Schema reti fognarie sotto-settori S1 (arancio) e S2 (verde). I punti rossi individuano i pozzetti di limitazione delle portate dei singoli settori; le acque raggiungono quindi una stazione di sollevamento terminale da cui avviene lo scarico nel Rio Santa Maria.

LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
SETTORE S1					
LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
A (mq)	4560	Area totale settore			
cu (l/s*ha)	20	Coefficiente udometrico			
Qu (l/s)	9,12	Portata massima in uscita dal bacino			
Qu (mc/h)	32,8				
Caratteristiche bacino :					
Atot (mq)	Ai (φ=0,9)	Ap (φ=0,05)	Asp (φ=0,5)	φ eq.	
4560	4560	0	0	0,90	
Parametri curva di possibilità pluviometrica:					
Comune	Tr	Tp	a (mm/h^ ⁿ)	n	
Castellarano	50	> 1h	38,06	0,38	
Risultati calcolo:					
t (h)	2,60	Durata critica di pioggia			
We (mc)	224,54	Volume entrante nella vasca			
Wu (mc)	85,32	Volume uscito dalla vasca			
W (mc)	139,21	We-Wu			
W*1,3 (mc)	180,98	Volume da laminare			
Progetto:					
Volume da realizzare W*1,3 (mc)				180,98	
Volume invaso rete (condotte)					
L (m)	D medio (m)	B	b	A (mq)	Vt (mc)
210	1,00	-	-	0,79	164,93
215	0,40	-	-	0,13	27,02
				Tot	191,95
V (mc)					
191,95		Volume invaso rete			

LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
SETTORE S2					
LAMINAZIONE - METODO SOLE PIOGGE					
A (mq)	470	Area totale settore			
cu (l/s*ha)	20	Coefficiente udometrico			
Qu (l/s)	0,94	Portata massima in uscita dal bacino			
Qu (mc/h)	3,4				
Caratteristiche bacino :					
Atot (mq)	Ai (φ=0,9)	Ap (φ=0,05)	Asp (φ=0,5)	φ eq.	
470	470	0	0	0,90	
Parametri curva di possibilità pluviometrica:					
Comune	Tr	Tp	a (mm/h^ ⁿ)	n	
Castellarano	50	> 1h	38,06	0,38	
Risultati calcolo:					
t (h)	2,60	Durata critica di pioggia			
We (mc)	23,14	Volume entrante nella vasca			
Wu (mc)	8,79	Volume uscito dalla vasca			
W (mc)	14,35	We-Wu			
W*1,3 (mc)	18,65	Volume da laminare			
Progetto:					
Volume da realizzare W*1,3 (mc)				18,65	
Volume invaso rete (condotte)					
L (m)	D medio (m)	B	b	A (mq)	Vt (mc)
0	1,00	-	-	0,79	0,00
0	0,40	-	-	0,13	0,00
				Tot	0,00
V (mc)	0,00	Volume invaso rete			
Vv (mc)	18,65	Volume da assegnare alla vasca			

3.5 VERIFICHE IDRAULICHE – LIMITAZIONE PORTATE IN USCITA SOTTO SETTORI

La limitazione della portata massima in uscita dai singoli sotto-settori avviene grazie ad un foro di strozzatura realizzato in corrispondenza di una soglia nel pozzetto di controllo e uscita.

Le dimensioni del foro vengono verificate con l'equazione d'efflusso delle luci a battente a luce fissa:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

dove:

Q = portata uscente (mc/s)

μ = coefficiente d'efflusso = 0,611

A = area della bocca d'efflusso (mq)

h = carico idrico sulla bocca d'efflusso (m).

Per evitare l'allagamento della sede stradale in caso di otturazione del foro di regolazione, la soglia nel pozzetto A1 avrà un'altezza di altezza fissata per permettere lo sfioro delle acque dopo il completo sfruttamento del volume di invaso delle tubazioni della rete.

Si riportano di seguito i calcoli idraulici relativi alle luci di strozzatura per i singoli sotto-settori.

SETTORI P1 + R1		
Luce controllo portata in uscita - pozzetto		
Cq	0,611	Coefficiente efflusso
D (mm)	68,5	Diametro foro
A (mq)	0,0037	Area foro uscita
hs (m)	1,24	Tirante idrico su luce (calcolato su baricentro)
Q (l/s)	11,10	Portata massima transitante luce

SETTORI P2 + R2		
Luce controllo portata in uscita - pozzetto		
Cq	0,611	Coefficiente efflusso
D (mm)	78,8	Diametro foro
A (mq)	0,0049	Area foro uscita
hs (m)	1,16	Tirante idrico su luce (calcolato su baricentro)
Q (l/s)	14,20	Portata massima transitante luce

SETTORI P3 + R3		
Luce controllo portata in uscita - pozzetto		
Cq	0,611	Coefficiente efflusso
D (mm)	74,9	Diametro foro
A (mq)	0,0044	Area foro uscita
hs (m)	1,65	Tirante idrico su luce (calcolato su baricentro)
Q (l/s)	15,30	Portata massima transitante luce

SETTORE S1		
Luce controllo portata in uscita - pozzetto		
Cq	0,611	Coefficiente efflusso
D (mm)	57,8	Diametro foro
A (mq)	0,0026	Area foro uscita
hs (m)	1,65	Tirante idrico su luce (calcolato su baricentro)
Q (l/s)	9,12	Portata massima transitante luce

3.6 VERIFICHE IDRAULICHE – STAZIONI SOLLEVAMENTO

Il progetto prevede l'utilizzo di due impianti di sollevamento per il rilancio delle acque meteoriche rispettivamente di piazzale e rampe, e della strada. Lo scarico per gravità non è infatti possibile a cause delle quote del fondo alveo dei corpi idrici ricettori.

Sono previste 2 pompe con funzionamento 1 + 1 di riserva; la portata di progetto massima prevista è pari a 40,6 l/s per la stazione di sollevamento afferente ai settori piazzale e rampa, e 10,06 l/s per la stazione afferente la strada. La prima stazione di sollevamento alloggerà anche le pompe di rilancio per il caricamento dei serbatoi di stoccaggio per il riutilizzo nel ciclo produttivo dello stabilimento.

Il numero di pompe selezionato consente di gestire al meglio le sequenze di lavoro (numero avvii/arresti), per la ottimale efficienza dell'impianto stesso.

Sono previste le seguenti apparecchiature di controllo e di sicurezza:

- deviatori incorporati in un involucro galleggiante per la registrazione dei livelli in vasca per la determinazione dell'apertura o chiusura del contatto che comanda le pompe e i segnali di allarme;
- valvole di ritegno, atte a impedire lo svuotamento della condotta di mandata nei periodi di inattività dell'impianto;

- saracinesche di sezionamento, per isolare settori dell'impianto in caso di manutenzioni e smontaggi;
- giunti di smontaggio, per le operazioni di montaggio e smontaggio di valvole e raccordi flangiati.

Le formule per il dimensionamento e risultati numerici applicati all'impianto in progetto sono riportati nei paragrafi seguenti.

3.6.1 Formulario impianti di sollevamento

3.6.1.1 Perdite di carico distribuite

In condizioni di moto permanente, il movimento di un liquido incompressibile che occupi completamente la sezione di una condotta cilindrica (moto in pressione) è uniforme.

In questa condizione, la perdita di carico per unità di lunghezza della condotta, cadente J , si calcola come:

$$J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

in cui:

λ = coefficiente adimensionale di attrito;

D = diametro interno della condotta (mm);

v = velocità dell'acqua nella condotta (m/s);

g = accelerazione di gravità = 9,81 m/s²

Per le correnti turbolente ($Re > 4000$), il calcolo di λ può essere effettuato con la formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon}{D \cdot 3.71} \right)$$

in cui

Re = numero di Reynolds;

ε = parametro di scabrezza di Colebrook.

La perdita di carico distribuita sarà quindi:

$$\Delta h_d = J \cdot L$$

dove L è la lunghezza della tubazione (m).

3.6.1.2 Perdite di carico concentrate

Le perdite di carico concentrate, dovute a singolarità quali curve, organi di intercettazione, imbocchi e sbocchi di tubazioni, si esprimono con formule del tipo:

$$\Delta h_c = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

nella quale K è il coefficiente dipendente dalla tipologia della singolarità.

3.6.1.3 Prevalenza dell'impianto

La prevalenza totale dell'impianto, ovvero l'incremento di energia per unità di peso di liquido fra l'entrata e l'uscita della pompa, è pari a:

$$H_m = H_g + \Delta h_{tot} + \Delta p$$

dove:

H_g = prevalenza geodetica = dislivello fra i piani del liquido nel bacino di aspirazione e in quello di scarico.

$\Delta h_{tot} = \Delta h_d + \Delta h_c$ = somma delle perdite distribuite e concentrate.

$\Delta p = 10 \cdot (p_2 - p_1) / \gamma$ = differenza fra le pressioni assolute esistenti nei serbatoi rispettivamente di mandata e aspirazione; nelle stazioni di sollevamento delle acque reflue tale quantità è normalmente nulla.

3.6.2 Sviluppo dei calcoli

Si riportano di seguito i risultati relativi al calcolo della prevalenza da assegnare alle pompe per il sollevamento delle acque meteoriche nei recapiti finali, Rio Argontale e Rio S.Maria.

Lo schema di impianto potrà essere ottimizzato in fase di progettazione esecutiva sulla base delle dimensioni definitive della vasca e dei rendimenti di macchina effettivi indicati dai fornitori.

Dati generali	Premente esterna	Premente interna					
Q (l/s)	40,6	40,6	Portata di progetto				
Materiale	PEAD	Acciaio	Condotta				
PN	16	Norm	Classe di pressione				
De (mm)	250	168,3	Diametro esterno				
s (mm)	22,7	3	Spessore				
Di (m)	204,6	162,3	Diametro interno				
e (mm)	0,2	0,3	Scabrezza equivalente (Colebrook)				
L (m)	40	5	Lunghezza				
v (m/s)	1,24	1,96	Velocità acqua in condotta				
Dh distribuite	Premente esterna	Premente interna					
Re	192965	243258	Numero di Reynolds				
l (mm)	0,02098	0,02370	Coefficiente adimensionale di attrito				
J (m/m)	0,00798	0,02871	Cadente piezometrica				
Dhd (m)	0,32	0,14	Perdita di carico distribuita				
Dhd tot = Dhd,e + Dhd,i = 0,46			Perdita di carico distribuita totale				
Dh concentrate		Premente esterna		Premente interna			
Tipologia	K	Numero	v2/2g (m)	Dhc,e (m)	Numero	v2/2g (m)	Dhc,i (m)
Saracinseca	0,20	0	0,078	0,000	1	0,197	0,039
Valvola sfera	0,40	0	0,078	0,000	1	0,197	0,079
Innesto T	0,80	0	0,078	0,000	2	0,197	0,315
Curva 90°	0,25	2	0,078	0,039	2	0,197	0,098
Piede acc.	0,30	0	0,078	0,000	1	0,197	0,059
Sbocco	1,00	1	0,078	0,078	0	0,197	0,000
		Totale Dhc,e (m)		0,117	Totale Dhc,i (m)		0,590
		Dhc tot = Dhc,e + Dhc,i = 0,71					
Prevalenza pompa							
Dh tot (m)	1,17	Perdita di carico totale = Dhd tot + Dhc tot					
Hg (m)	3,00	Prevalenza geodetica					
Hm (m)	4,17	Prevalenza pompa (= Hg + Dh tot)					

Tabella 3-7 – calcolo prevalenza impianto di sollevamento – vasca V1

Dati generali	Premente esterna	Premente interna					
Q (l/s)	10,06	10,06	Portata di progetto				
Materiale	PEAD	Acciaio	Condotta				
PN	16	Norm	Classe di pressione				
De (mm)	125	88,9	Diametro esterno				
s (mm)	11,4	3	Spessore				
Di (m)	102,2	82,9	Diametro interno				
e (mm)	0,2	0,3	Scabrezza equivalente (Colebrook)				
L (m)	5	5	Lunghezza				
v (m/s)	1,23	1,86	Velocità acqua in condotta				
Dh distribuite	Premente esterna	Premente interna					
Re	95721	118006	Numero di Reynolds				
l (mm)	0,02505	0,02857	Coefficiente adimensionale di attrito				
J (m/m)	0,01881	0,06110	Cadente piezometrica				
Dhd (m)	0,09	0,31	Perdita di carico distribuita				
Dhd tot = Dhd,e + Dhd,i = 0,40			Perdita di carico distribuita totale				
Dh concentrate		Premente esterna		Premente interna			
Tipologia	K	Numero	v2/2g (m)	Dhc,e (m)	Numero	v2/2g (m)	Dhc,i (m)
Saracinseca	0,20	0	0,077	0,000	1	0,177	0,035
Valvola sfera	0,40	0	0,077	0,000	1	0,177	0,071
Innesto T	0,80	0	0,077	0,000	2	0,177	0,284
Curva 90°	0,25	2	0,077	0,038	2	0,177	0,089
Piede acc.	0,30	0	0,077	0,000	1	0,177	0,053
Sbocco	1,00	1	0,077	0,077	0	0,177	0,000
		Totale Dhc,e (m)		0,115	Totale Dhc,i (m)		0,532
		Dhc tot = Dhc,e + Dhc,i = 0,65					
Prevalenza pompa							
Dh tot (m)	1,05	Perdita di carico totale = Dhd tot + Dhc tot					
Hg (m)	3,00	Prevalenza geodetica					
Hm (m)	4,05	Prevalenza pompa (= Hg + Dh tot)					

Tabella 3-8 – calcolo prevalenza impianto di sollevamento – vasca V2

3.7 VERIFICHE IDRAULICHE – CONDOTTE

Per le verifiche idrauliche dei canali di fognatura (non ad utilizzo laminazione) si utilizza la formula di moto uniforme per correnti a pelo libero di Chézy:

$$v = \chi \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad (m/s)$$

dove:

- v = velocità media della corrente (m/s);
- χ = coefficiente di conduttanza;
- R = raggio idraulico (m) definito come rapporto tra area bagnata A (area della sezione trasversale della corrente in mq) e perimetro bagnato P (lunghezza del perimetro della sezione bagnata della corrente in m);
- i = pendenza del fondo.

Per il coefficiente di conduttanza si adotta la formula empirica valida in condizioni di moto assolutamente turbolento di Gauckler-Strickler:

$$\chi = K_s \cdot R^{1/6} \quad (m^{1/3} / s)$$

dove $K_s \quad (m^{1/3} / s)$ è un parametro dimensionale definito in relazione alla scabrezza della canalizzazione assunto in questo caso pari a 70 per tubazioni in cls e 80 per condotte in materie plastiche.

Combinando la formula di Chézy con quella di Gauckler-Strickler si arriva alla seguenti espressioni di velocità e portata per le verifiche idrauliche:

$$v = K_s \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

$$Q = v \cdot A = K_s \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot A$$

La determinazione del tirante idrico h e del grado di riempimento h/D corrispondenti alla Q e alla v viene risolta graficamente attraverso le scale di deflusso $Q=Q(h)$ e $v=v(h)$; per le sezioni circolari, le cui dimensioni sono definite da un'unica grandezza geometrica al variare della quale si conserva la similitudine geometrica, vengono utilizzate le scale di deflusso normalizzate che, per diversi gradi di riempimento, forniscono in maniera adimensionale le velocità e le portate.

Verifiche idrauliche - condotte circolari														
Ramo	Condotta	Sezione	Di (m)	Ks	i (m/m)	Q (l/s)	Qufb (l/s)	vufb (m/s)	Q/Qufb	h/D	h/D<90%	v/vp	v	h (m)
A5-A6	PVC 315	Circolare	0.297	80	0.0067	11.10	79.81	1.16	0.14	0.25	Si	0.70	0.81	0.07
A9-A10	PVC 315	Circolare	0.297	80	0.0050	25.30	68.95	1.00	0.37	0.41	Si	0.91	0.91	0.12
G6-G7	PVC 315	Circolare	0.297	80	0.0050	15.30	68.95	1.00	0.22	0.32	Si	0.80	0.80	0.09
L3-I2	PVC500	Circolare	0.471	80	0.0020	109.13	149.51	0.86	0.73	0.63	Si	1.09	0.94	0.30
P4-P5	PVC 315	Circolare	0.297	80	0.0050	34.31	68.95	1.00	0.50	0.49	Si	0.99	0.99	0.15
Q4-P6	PVC 315	Circolare	0.297	80	0.0050	28.32	68.95	1.00	0.41	0.44	Si	0.94	0.94	0.13
P7-A4	PVC 400	Circolare	0.377	80	0.0030	62.71	100.96	0.91	0.62	0.57	Si	1.05	0.96	0.21
N2-N3	PVC 315	Circolare	0.297	80	0.0080	18.85	87.21	1.26	0.22	0.31	Si	0.79	1.00	0.09
O2-N4	PVC 315	Circolare	0.297	80	0.0080	18.16	87.21	1.26	0.21	0.30	Si	0.78	0.98	0.09
N5-D5	PVC 315	Circolare	0.297	80	0.0040	37.12	61.67	0.89	0.60	0.55	Si	1.04	0.93	0.16
M3-G4	PVC 315	Circolare	0.297	80	0.0060	16.04	75.53	1.09	0.21	0.31	Si	0.79	0.86	0.09
T3-O5	PVC 200	Circolare	0.188	80	0.0140	7.72	34.30	1.23	0.22	0.32	Si	0.80	0.99	0.06
U4-U5	PVC 315	Circolare	0.188	80	0.0050	5.78	20.50	0.74	0.28	0.36	Si	0.86	0.63	0.07
U5-U6	PVC 315	Circolare	0.188	80	0.0050	13.64	20.50	0.74	0.67	0.59	Si	1.07	0.79	0.11
R7-R8	PVC 315	Circolare	0.188	80	0.0070	19.09	24.25	0.87	0.79	0.66	Si	1.10	0.96	0.12
S6-S7	PVC 315	Circolare	0.188	80	0.0070	23.32	24.25	0.87	0.96	0.78	Si	1.14	0.99	0.15
R12-R13	PVC 315	Circolare	0.188	80	0.0050	9.12	20.50	0.74	0.44	0.46	Si	0.96	0.71	0.09

Tabella 3-9 – Verifiche idrauliche (condotte circolari)

Per ogni tratto di riferimento è stata considerata la pendenza minima individuata sui profili longitudinali. Tutte le verifiche sono soddisfatte (le verifiche sono state sviluppate per i soli condotti con funzione di collettamento delle acque meteoriche non laminate, e non per i “supercondotti” di laminazione).