

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

INZ3 - NUOVA ROTATORIA VIA BERLINGUER-VIA STAZIONE E COLLEGAMENTO VIA CÀ ROTE

Smaltimento acque meteoriche. Relazione idrologica e idraulica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Data: _____	 Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	R I	I N Z 3 0 6	0 0 1	B

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	Torcolacci	31/10/18	Piacentini	31/10/18	Liani	31/10/18	
B	Modifiche Consorzio Chiese	Gozzi	26/11/19	Piacentini	26/11/19	Liani	26/11/19	
C								

CIG. 751447334A File: INOR11EE2RIINZ306001B_01.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 RI IN Z30 6 001	Rev. A	Foglio 2 di 16
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3	RIFERIMENTI NORMATIVI	5
4	DATI IDROLOGICI	6
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO	8
5.1	CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO	8
5.2	TEMPO DI CORRIVAZIONE	8
5.3	CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO	9
5.4	DIMENSIONAMENTO DELLE SEZIONI IDRAULICHE	9
5.5	CADITOIE.....	10
5.6	EMBRICI	12
5.7	RISOLUZIONE INTERFERENZE.....	12
6	INVARIANZA IDRAULICA	13
6.1	DIMENSIONAMENTO BACINI E FOSSI DRENANTI	13
7	TABULATI DI CALCOLO	14
7.1	EMBRICI	14
7.2	FOSSI SCOLANTI.....	14
7.3	COLLETTORI	15
7.4	BACINI E FOSSI DRENANTI	15

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RI IN Z30 6 001

Rev.
A

Foglio
3 di 16

1 PREMESSA

Il presente elaborato tratta alcuni aspetti idraulici, connessi allo smaltimento delle acque di pioggia, relativo alla viabilità INZ3, che identifica la nuova rotatoria tra via Berlinguer e via Stazione e il nuovo ramo di collegamento tra la rotatoria e via Cà Rote, previsto nel comune di Calcinato, in provincia di Brescia, nell'ambito delle viabilità extra-linea connesse alla realizzazione della nuova linea ferroviaria ad Alta Capacità Milano – Verona.

Lo smaltimento delle acque di piattaforma verrà realizzato in maniera differente per la parte di viabilità in rilevato e per la parte in trincea e la rotatoria.

In situazione di rilevato, le acque di piattaforma verranno allontanate mediante embrici e convogliate verso i fossi ai piedi del rilevato: tali fossi saranno orizzontali e drenanti dove il terreno presenta andamento planimetrico pressoché costante, mentre negli altri casi i fossi convogliano le acque verso un bacino di laminazione.

Dove la viabilità risulta in trincea e in rotatoria, i deflussi vengono allontanati dalla piattaforma stradale mediante caditoie tra loro connesse che recapitano all'interno delle condotte fognarie esistenti.

La nuova viabilità interferisce con un sistema di canalette necessarie all'irrigazione dei campi. Risulta pertanto necessario prevedere l'inserimento di due tombini $\phi 800$ (IN10Q39 e IN10355) e nuove canalette al fine di garantire una corretta "trasparenza idraulica" e ripristinare l'attuale sistema di irrigazione.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RI IN Z30 6 001

Rev.
A

Foglio
4 di 16

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione di fa riferimento ai seguenti documenti:

<i>DESCRIZIONE</i>	<i>CODICE</i>
<i>IV00 – RAMPE CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO PARTICOLARI RISOLUZIONE INTERFERENZE CON CANALETTE IRRIGUE</i>	<i>INOR11EE2BZINZ30004</i>
<i>INZ3– NUOVA ROTATORIA VIA BERLINGUER – VIA STAZIONE E COLLEGAMENTO VIA CA' ROTE PLANIMETRIA STATO DI FATTO, DI PROGETTO E DI TRACCIAMENTO PROFILI LONGITUDINALI ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 1/2 ASSE PRINCIPALE. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 2/2 ROTATORIA. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 1/2 ROTATORIA. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 2/2 SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE. PLANIMETRIA TOMBINO CIRCOLARE IN10335. CARPENTERIA, ARMATURA E DATI DI TRACCIAMENTO SEZIONI TIPO E DETTAGLI RELAZIONE GEOTECNICA PROFILO STRATIGRAFICO</i>	<i>INOR11EE2PZINZ300001 INOR11EE2F7INZ300002 INOR11EE2W9INZ300001 INOR11EE2W9INZ300002 INOR11EE2W9INZ300003 INOR11EE2W9INZ300004 INOR11EE2PZINZ306001 INOR11EE2BZINZ306001 INOR11EE2BZINZ309001 INOR11EE2RBINZ300001 INOR11EE2F7INZ300001</i>

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RI IN Z30 6 001

Rev.
A

Foglio
5 di 16

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

I principali riferimenti normativi utilizzati per la presente progettazione vengono riassunti di seguito:

- D. Lgs. 3 aprile 2006, n.152, "*Norme in materia ambientale*"
- D. Lgs. 16 gennaio 2008, n. 4, "*Ulteriori disposizioni correttive ed integrative del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale*"
- Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7, Regione Lombardia, "*Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio di invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)*"
- Regolamento Regionale 24 marzo 2006, n. 4, Regione Lombardia, "*Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26*"

4 DATI IDROLOGICI

Le condizioni più critiche, che il sistema idraulico oggetto di studio deve essere in grado di affrontare, sono relative a:

- massima portata che la rete di drenaggio deve essere in grado di smaltire;
- massimo volume che i dispositivi di accumulo e laminazione devono essere in grado di immagazzinare.

Tali condizioni critiche si verificano rispettivamente quando:

- la durata dell'evento meteorico è dell'ordine dei minuti (pari al tempo di corrivazione del sottosistema idraulico in esame);
- la durata dell'evento meteorico è dell'ordine delle ore.

L'analisi pluviometrica viene quindi svolta sia per precipitazioni di durata inferiore all'ora (scrosci), sia per precipitazioni di durata oraria.

Nello studio idrologico relativo al tracciato della linea A.V./A.C., mediante elaborazione statistico-probabilistica delle serie storiche dei dati delle piogge intense, sono stati calcolati, per diversi valori del tempo di ritorno e per le diverse aree lungo il tracciato della linea, i parametri che definiscono le caratteristiche statistiche degli eventi di pioggia estremi.

Tali parametri sono i coefficienti "a" e "n" delle curve di possibilità pluviometrica, espresse mediante la relazione

$$h = at^n$$

con

- h (mm): altezza di precipitazione;
- t (ore): durata di pioggia;
- a (mm/hⁿ), n (o n₁ per piogge di durate inferiori all'ora): parametri caratteristici della curva, per tempo di ritorno assegnato.

I valori dei parametri della curva di possibilità pluviometrica tra le chilometriche della linea A.V. all'interno delle quali ricadono le opere oggetto del presente elaborato, derivano dalla Relazione Idrologica ed Idraulica generale. Per quanto riguarda l'opera in oggetto, si riassumono in tabella sottostante i valori dei parametri a e n desunti da tale elaborato.

CAVALCAFERROVIA	T _R = 25 anni			T _R = 50 anni		
	a (mm/h ⁿ)	n (>1h)	n ₁ (<1h)	a (mm/h ⁿ)	n (>1h)	n ₁ (<1h)
INZ3	47.85	0.249	0.403	53.24	0.246	0.403

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RI IN Z30 6 001

Rev.
A

Foglio
7 di 16

I dati di pioggia per tempo di ritorno pari a 25 anni sono stati utilizzati per la progettazione degli elementi di drenaggio in piattaforma (caditoie, collettori, embrici) e per fossi drenanti e scolanti, mentre i dati di pioggia corrispondenti ad un tempo di ritorno pari a 50 anni sono stati utilizzati nella progettazione dei bacini drenanti.

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO

5.1 Calcolo dei coefficienti di deflusso

La precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno. Il coefficiente di deflusso esprime dunque la percentuale della pioggia caduta, che contribuisce alla formazione delle portate. I tipi di superficie presi in considerazione ed i relativi coefficienti di deflusso sono riportati nella seguente tabella:

Tipo di pavimentazione	Coefficiente di deflusso
Pavimentazione stradale	1.00
Scarpate erbose	0.60
Fosso di guardia	1.00

I valori assunti sono cautelativamente quelli relativi alle superfici già imbibite, e considerati costanti durante tutto l'evento meteorologico.

Detto φ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori φ si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum_i \varphi_i S_i}{\sum_i S_i}$$

5.2 Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione relativo ad una determinata sezione della rete idraulica è l'intervallo di tempo necessario affinché nella sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino.

Come noto in letteratura, il tempo di corrivazione è dato da:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

- t_a è il tempo di accesso in rete, in secondi, assunto pari a 300 s per la verifica dei fossi scolanti e 120 s per la verifica dei collettori disposti lungo le opere di attraversamento;
- t_r è il tempo di rete, stimabile con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{v_{ri}}$$

dove L_i (m) è la lunghezza dell' i -esima tubazione della rete di drenaggio a monte della sezione in esame e v_{ri} (m/s) è la velocità di moto uniforme della corrente transitante nella i -esima tubazione.

Per il dimensionamento degli elementi di puntuali (caditoie, embrici) è stato calcolato un tempo di corrivazione pari a quello d'accesso mediante la seguente formula:

$$t_a = t_c = 3.26(1.1 - \varphi) \frac{L_{eff}^{0.5}}{j^{\frac{1}{3}}}$$

dove:

$j = \sqrt{j_l^2 + j_t^2}$ pendenza della strada lungo la linea di corrente (j_l pendenza longitudinale; j_t pendenza trasversale);

$L_{eff} = b \left[1 + \left(\frac{j_l}{j_t} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$ lunghezza del percorso effettivo dell'acqua.

5.3 Calcolo delle portate di progetto

Il calcolo della portata da allontanare dalla piattaforma stradale, e quindi della portata che la rete deve essere in grado di recepire, viene effettuato utilizzando il metodo cinematico. Secondo tale metodo, la portata di colmo prodotta da un'intensità di pioggia i in un bacino di superficie S è data da:

$$Q = \varphi Si = \varphi Sat_c^{n-1}$$

dove:

- φ : coefficiente di deflusso del bacino;
- S (m²): superficie del bacino;
- t_c (ore): tempo di corrivazione;
- $i = at_c^{n-1}$ (mm/h): intensità di pioggia per assegnato tempo di ritorno.

5.4 Dimensionamento delle sezioni idrauliche

La verifica delle sezioni idrauliche viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di ramo sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = k_s AR^{\frac{2}{3}} i_l^{\frac{1}{2}}$$

dove:

- Q (m³/s): portata di moto uniforme;
- A (m²): area bagnata;
- k_s (m^{1/3}/s): coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler;
- R (m): raggio idraulico;
- i_l (m/m): pendenza longitudinale.

Nel caso di un fosso, fissati un coefficiente di scabrezza k_s ed una pendenza longitudinale i_l , e note le caratteristiche geometriche della sezione, si è in grado di stimare, mediante la relazione precedente, la portata Q pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo cinematico, definendo quindi il tirante nella sezione idraulica di verifica.

Allo stesso modo, nel caso di una tubazione, fissati un coefficiente di scabrezza k_s ed una pendenza longitudinale i_l , si è in grado di stimare, mediante la relazione precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto, calcolata con il metodo cinematico.

In tabella sottostante vengono riportati i coefficienti di scabrezza utilizzati:

Materiale	k_s ($m^{1/3}/s$)
Tubazioni in PVC	80
Tubazioni in CAV	70
Fossi in terra	40

Per la determinazione del diametro ottimale si è cercato di mantenere un grado di riempimento della condotta mai superiore all'80%.

I collettori utilizzati saranno in PVC, di classe SN4 quelli che corrono lungo il ciglio stradale e di classe SN8 per gli attraversamenti. Si riportano di seguito i diametri esterni e interni per le due classi.

Tubi PVC – classe SN8			Tubi PVC – classe SN4		
DN (mm)	sp (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	sp (mm)	Dint (mm)
160	4.7	150.6	160	4	152
200	5.9	188.2	200	4.9	190.2
250	7.3	235.4	250	6.2	237.6
315	9.2	296.6	315	7.7	299.6
400	11.7	376.6	400	9.8	380.4
500	14.6	470.8	500	12.3	475.4
630	18.4	593.2	630	15.4	599.2

5.5 Caditoie

Sono state scelte caditoie a griglia 40x40 cm con pozzetto non sifonato sulle rampe e caditoie a griglia 30x50cm sull'opera.

Al fine di valutare l'interasse a cui posizionare tali elementi, è stata valutata la portata defluente dalla piattaforma e confrontata con la massima smaltibile dalla ipotetica cunetta triangolare delimitata dalla banchina.

La portata della cunetta laterale di scolo è stata calcolata mediante la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q_b = k_s A R^{\frac{2}{3}} i_l^{\frac{1}{2}}$$

dove:

- Q_b (m³/s): portata che può essere smaltita dalla cunetta stradale;
- A (m²): area bagnata;
- k_s (m^{1/3}/s): coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler;
- R (m): raggio idraulico;
- i_l (m/m): pendenza longitudinale.

Determinato l'interasse a cui porre le caditoie è stata calcolata l'effettiva porzione di banchina coinvolta nel deflusso e la portata residua non captata dalla caditoia.

In particolare, l'efficienza frontale della caditoia è data dal rapporto tra la portata intercettata frontalmente Q_1 e quella totale Q proveniente da monte, mediante la relazione:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{8/3}$$

con b larghezza della banchina e l larghezza della caditoia.

L'efficienza frontale misura la capacità della caditoia di captare il deflusso frontalmente, nel caso in cui la portata Q_1 venga captata integralmente. Perché questo avvenga è però necessario che sia soddisfatta la condizione

$$v_0 = 2.54L^{0.51} > v$$

dove v è la velocità di deflusso in banchina, calcolata come precedentemente con la formula di Gauckler-Strickler e L lunghezza della caditoia.

All'efficienza frontale, va sommata l'efficienza laterale, che rappresenta la capacità della caditoia di captare il deflusso lateralmente, la quale si può calcolare come

$$E_1 = \frac{Q_2}{Q} = 1 - E_0$$

Essendo Q_2 la portata che "passa" lateralmente, pari a $Q - Q_1$.

Anche in questo caso è possibile calcolare il "rendimento laterale" della caditoia, con la seguente relazione empirica:

$$R_2 = 1 + \frac{0.083v^{1.8}}{jL^{2.3}}$$

È possibile quindi valutare la portata residua, mediante la relazione:

$$Q_{res} = Q - Q_1 - Q_{lat} = Q - Q_1 - Q_2 R_2$$

In generale, nella scelta dell'interasse si è cercato di garantire una portata residua inferiore o pari al 25%.

5.6 Embrici

Dove le acque della piattaforma stradale non dovranno subire trattamento, le acque dilavanti la piattaforma stradale nei tratti in rilevato vengono trasportate nei fossi di guardia mediante delle luci di sfioro, costituite dai classici embrici stradali.

Al fine di valutare l'interasse a cui posizionare tali elementi, è stata valutata la portata defluente dalla piattaforma e confrontata con la massima smaltibile dalla ipotetica cunetta triangolare delimitata dalla banchina in modo analogo a quanto visto per le caditoie. È stato poi verificato che la portata smaltibile dall'embrice fosse superiore a quella defluente in banchina. Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una soglia sfiorante a stramazzo. In questo caso la portata di sfioro è data da:

$$Q = C_q L h \sqrt{2gh}$$

con "C_q" coefficiente di portata pari a 0.385, "L" larghezza dell'embrice ed "h" altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice.

5.7 Risoluzione interferenze

La nuova viabilità interferisce con un sistema di canalette necessarie all'irrigazione dei campi. Risulta pertanto necessario prevedere alcuni interventi al fine di garantire una corretta "trasparenza idraulica" e ripristinare l'attuale sistema di irrigazione.

Il sistema di canalette irrigue è alimentato, allo stato attuale, da nord attraverso un tubo di irrigazione DN600 ed un fosso in terra.

È previsto l'inserimento di un tombino circolare in C.A.V. $\phi 800$ (IN10Q39) che consente di trasportare le acque per l'irrigazione del tubo esistente e del fosso alla canaletta prevista a est della viabilità stessa.

Alla pk 130.137 è previsto l'inserimento di un tombino circolare in C.A.V. $\phi 800$ (IN10355) che consente di ripristinare il collegamento, venuto meno, tra gli elementi del sistema di irrigazione stesso.

In questo modo, l'acqua proveniente da nord viene trasportata mediante una canaletta dim.90 verso sud. Un sistema di paratoie consente di deviare l'acqua verso le canalette per l'irrigazione dei campi a sud-est oppure direzionarla attraverso il tombino IN10355 verso il fosso a ovest della nuova viabilità.

Per quanto riguarda il tombino IN10Q39, la scelta di adottare un $\phi 800$ è stata diretta richiesta del Consorzio di Bonifica Chiese.

Per il tombino IN10355, è stato adottato un $\phi 800$, diametro tale da consentire un corretto trasporto dell'acqua. La portata della canaletta in ingresso è stata cautelativamente assunta pari a 1,32 mc/s considerando la canaletta in oggetto totalmente piena. Il tombino di progetto, della lunghezza di 16,10 m, ha una pendenza dello 1,7%. Risulta pertanto sufficiente a smaltire la portata stimata con un grado di riempimento del 70%.

6 INVARIANZA IDRAULICA

Al fine di non appesantire la rete idrografica esistente a causa della maggiore portata, rispetto alla condizione originale, derivante dall'aumento di superficie pavimentata, occorre prevedere accorgimenti specifici al fine di garantire l'invarianza idraulica del sistema.

La viabilità in oggetto poggia su un terreno composto principalmente di sabbie e ghiaie negli strati più superficiali. Lo smaltimento delle acque di piattaforma avverrà mediante infiltrazione nel sottosuolo, mediante l'utilizzo di bacini o fossi drenanti opportunamente dimensionati e realizzati con il medesimo criterio dei bacini utilizzati per la laminazione.

Il valore di permeabilità è stato cautelativamente assunto pari a 1×10^{-5} m/s.

6.1 Dimensionamento bacini e fossi drenanti

Per la determinazione del volume minimo da invasare si è fatto riferimento al metodo delle sole piogge.

Il volume da invasare V_i , ad un certo tempo θ , è dato quindi dalla differenza tra volume entrante V_e e volume uscente V_u :

$$V_i = V_e - V_u$$

Il volume entrante V_e è determinato dall'afflusso meteorico h (altezza di precipitazione) su di una superficie S , caratterizzata da un coefficiente di deflusso φ , in un certo tempo di pioggia θ :

$$V_e = \varphi \cdot S \cdot h(\theta) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n$$

mentre il volume uscente V_u al tempo θ , viene calcolato come:

$$V_u = Q_u \cdot \theta = K \cdot A \cdot \theta$$

dove K [m/s] è il coefficiente di dispersione, A l'area della vasca.

Il volume da invasare V_i nel caso di un evento meteorico di durata θ sarà pertanto pari a:

$$V_i = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n - Q_u \cdot \theta$$

V_i assumerà, quindi, il suo valore massimo per un evento di precipitazione di durata θ_p pari a:

$$\theta_p = \left(\frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

da cui:

$$V_i = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \left(\frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \cdot \left(\frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

7 TABULATI DI CALCOLO

Si riportano di seguito i tabulati relativi al dimensionamento e alla verifica degli elementi della viabilità INZ3.

7.1 Embrici

Gli embrici sono stati posizionati a 15m di interasse e verificati nella condizione più sfavorevole.

EMBRICI			
CALCOLO PORTATA DI PROGETTO			
Interasse embrici	d	15.0	m
Sezione stradale	b	10.6	m
Pendenza longitudinale	i_l	0.063	m/m
Pendenza trasversale	i_t	0.025	m/m
Area impermeabile	A_{tot}	159	m ²
Coeff. di deflusso	φ_{medio}	1.0	-
Parametri curva LSPP	a	47.850	mm/h ⁿ
	n	0.403	-
T Accesso = T corrvazione	$t_a = t_c$	4.3	min
T Accesso = T corrvazione	$t_a = t_c$	257.2	s
Q progetto	Q_p	10.2	l/s
CALCOLO PORZIONE BANCHINA ALLAGATA			
Q banchina = Q progetto	Q_b	10.2	l/s
Allagamento banchina ($\leq 1m$)	b	1.0	m
CALCOLO PORTATA EMBRICE			
Coefficiente di portata	C_q	0.385	-
Larghezza embrice	L	1	m
Altezza velo liquido imbocco	h	0.03	m
Portata defluente embrice	Q_{emb}	10.2	l/s
$Q_{emb} > Q_p$		VERIFICATO	

7.2 Fossi scolanti

A nord, il fosso drena le acque di piattaforma fino alla vasca. Tale fosso (base 0.50 m, altezza 0.50 m, scarpa 1/1) è stato verificato trascurando la permeabilità del terreno e per una pendenza dell'uno per mille in modo da essere a favore di sicurezza.

INZ3 - Fossi Scolanti

Elemento	Base	L (m)	i_l (%)	A_{imp} (m ²)	φ_{imp}	A_{perm} (m ²)	φ_{perm}	A_{tot} (m ²)	φ_{medio}	Q_{cin} (m ³ /s)	h (cm)	v (m/s)
Fosso in terra F1	50	47.00	0.10	506	1.0	82	0.6	588	0.94	0.0349	15.00	0.28

7.3 Collettori

Collettori													
Elemento	Classe	Nodo In.	Nodo Fin.	L (m)	A _{tot} (m ²)	i _i (%)	φ _{medio}	k _s (m ^{1/3} /s)	DN (mm)	t _c (min)	Q _{cin} (m ³ /s)	Riempimento (%)	v (m/s)
Collettore PVC	SN4	R1	R3	23.40	284	0.20	0.89	80	250	2.63	0.0222	75.0	0.62
Collettore PVC	SN4	R2	R3	4.80	141	0.10	1.00	80	250	2.19	0.0139	68.5	0.43
Collettore PVC	SN4	R3	R4	24.80	540	0.20	0.90	80	315	3.21	0.0382	71.0	0.71
Collettore PVC	SN4	R4	R5	4.80	633	0.25	0.89	80	315	3.31	0.0435	71.5	0.80
Collettore PVC	SN4	R5	C1	1.50	808	0.40	0.92	80	315	3.33	0.0567	73.5	1.02
Collettore PVC	SN8	R6	R7	10.80	209	0.20	1.00	80	250	2.30	0.0200	70.5	0.61
Collettore PVC	SN4	R8	R9	6.20	109	0.10	1.00	80	250	2.25	0.0105	56.5	0.40
Collettore PVC	SN4	R10	R11	4.80	100	0.10	1.00	80	250	2.20	0.0098	54.0	0.40
Collettore PVC	SN4	R7	R9	17.80	529	0.25	0.96	80	315	2.66	0.0444	73.0	0.80
Collettore PVC	SN4	R9	R11	13.40	750	0.50	0.95	80	315	2.86	0.0596	70.0	1.13
Collettore PVC	SN4	R11	R12	15.00	928	0.20	0.95	80	400	3.16	0.0693	68.5	0.83
Collettore PVC	SN4	R12	C2	5.50	975	0.20	0.94	80	400	3.27	0.0710	70.0	0.83
Collettore PVC	SN8	R13	R14	14.20	133	0.10	1.00	80	250	2.56	0.0119	62.0	0.41
Collettore PVC	SN4	R14	C3	9.00	207	0.15	1.00	80	250	2.84	0.0174	64.5	0.53
Collettore PVC	SN4	R15	C3	8.50	100	0.10	1.00	80	250	2.36	0.0094	53.0	0.39
Collettore PVC	SN4	R16	R17	21.20	103	0.10	1.00	80	250	2.89	0.0086	50.0	0.39
Collettore PVC	SN4	R17	C4	1.00	232	0.15	1.00	80	250	2.92	0.0193	75.5	0.54

7.4 Bacini e fossi drenanti

BACINO DRENANTE A			
Superficie disperdente	S _{bacino}	75	mq
Area impermeabile	A _{imp}	644	mq
Coeff. di deflusso	φ _{imp}	1.0	-
Area permeabile	A _{perm}	0	mq
Coeff. di deflusso	φ _{perm}	0.6	-
Area totale	A _{tot}	644	mq
Coeff. di deflusso medio	φ _{medio}	1.0	-
Parametri curva LSPP	a	53.240	mm/h ⁿ
	n	0.246	-
Permeabilità	k	1.00E-05	m/s
Portata uscente	Q _u	2.69	mc/h
Tempo di pioggia	θ _p	4.55	h
Portata entrante	Q _e	10.93	mc/h
Volume da invasare max	V _{i max}	37.54	mc
Volume da invasare min	V _{min}	38.64	mc
Volume di progetto	V _p	41.95	mc
Altezza Utile Minima	h _b	0.500	m

I fossi drenanti ipotizzati (base 0.75 m, altezza 0.50 m, scarpa 1/1) saranno utilizzati a sud del bacino drenante. Il volume minimo richiesto pari a 0.61 m³/m e quello massimo disponibile è pari a 0.63 m³/m, la sezione risulta quindi verificata

CALCOLO FOSSI DRENANTI

Lunghezza tratto	L	1.00	m
Area impermeabile	A _{imp}	9.50	m ²
Coeff. di deflusso	φ _{imp}	1.00	-
Area permeabile	A _{perm}	1.80	m ²
Coeff. di deflusso	φ _{perm}	0.60	-
Area totale	A _{tot}	13.05	m ²
Coeff. di deflusso	φ _{medio}	0.94	-
Parametri curva LSPP	a	0.048	m/hn
	n	0.249	-
Base superiore fosso	b _{sup}	1.75	m
Base inferiore fosso	b _{inf}	0.75	m
Altezza fosso	H	0.50	m
Coeff. di deflusso fosso	φ _{fosso}	1.00	-
Area bagnata fosso	A _b	0.63	m ²
Altezza drenante	H _{dren}	0.40	m
Permeabilità	k	1.00E-05	m/s
Tempo di corrivazione	T _c	0.08	h
Portata uscente	Q _u	0.06	mc/h
Durata critica per V max	Θ _w	3.76	h
Volume massimo invaso	V _{max}	0.61	mc