



REGIONE DEL VENETO

AREA TUTELA E SVILUPPO DEL TERRITORIO - DIREZIONE INFRASTRUTTURE TRASPORTI E LOGISTICA

UO INFRASTRUTTURE STRADE E CONCESSIONI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Marco d'Elia

SISTEMA FERROVIARIO METROPOLITANO REGIONALE

S. F. M. R.

(Atto del 06/12/2016)

LINEA CASTELFRANCO -BASSANO ELIMINAZIONE DEL P.L. AL km 38+657 CASTELLO DI GODEGO - S.R. 245

PROGETTO DEFINITIVO

INTERVENTO 2.05				N° ELABORATO	
IDRAULICA				08.02.00.00	
Relazione idrologica e idraulica				SCALA	
				-	
				NOME FILE	
				0426D03-08020000-IRT002_E00	
E00	Emissione	Dicembre 2018	KPIN	E. Casotto	S. Cibir
Revisione	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato
COMMESSA	DOCUMENTO	REV.	TAVOLA		
0426D03	I RT 002	E00	1 di 1		
Il Direttore Tecnico Ing. Stefano Susani		Il Progettista e Responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche Ing. Silvano Flora			
					
Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)					

INDICE

1	PREMESSE	2
2	RISCHIO IDRAULICO	4
3	CRITERI PROGETTUALI	6
4	INTERVENTI DI RIASSETTO IDRAULICO	8
5	IDROLOGIA E VERIFICHE IDRAULICHE.....	9
5.1	CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA	9
5.2	SOTTOPASSO	11
5.3	VIABILITA' DI SUPERFICIE	13
5.3.1	Drenaggio di piattaforma	13
5.3.2	Dimensionamento pozzo perdente	15
6	IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO SOTTOPASSO.....	18
6.1	CARATTERISTICHE TECNICHE DELL'IMPIANTO	20
6.2	CONSIDERAZIONI COSTRUTTIVE	20
7	COMPATIBILITÀ IDRAULICA	22
7.1	PREMESSA.....	22
7.2	VOLUMI NECESSARI E INVASABILI	22
7.3	MANUFATTO DI REGOLAZIONE	23

1 PREMESSE

La presente relazione è riferita all'intervento avente per oggetto la soppressione del passaggio a livello del passaggio a livello (PL) della SR 245 in comune di Castello di Godego (TV), tramite la realizzazione di un sottopasso.

Dal punto di vista idrografico il territorio del Comune di Castello di Godego appartiene al bacino regionale dei fiumi Brenta-Bacchiglione per la parte in destra Muson, mentre le rimanenti aree in sinistra Muson appartengono al bacino scolante in Laguna Veneta. La maggior parte del territorio ricade in aree con terreni dotati di alta permeabilità; ne deriva che la rete idrografica naturale è sviluppata in misura molto limitata ed in talune zone è quasi completamente assente. Il territorio presenta principalmente tre corsi d'acqua naturali e una rete di canali nati soprattutto per uso irriguo. I corsi d'acqua naturali principali consistono nel torrente Muson che percorre la porzione più orientale del Comune di Loria tanto da coincidere per un tratto con il confine per poi proseguire nel territorio di Castello di Godego. Il torrente Pighenzo-Brenton ha una direzione NNO-SSE e ha una posizione centrale ai due Comuni. Il torrente Avenale presenta un percorso NNO-SSE lungo la parte orientale del Comune di Castello di Godego.

Il territorio è "servito" da due Consorzi di Bonifica: il Consorzio di Bonifica Brenta di Cittadella per la metà occidentale ed il Consorzio di Bonifica Piave di Montebelluna per la parte orientale. Questi Consorzi gestiscono una rete di canali ad uso irriguo che si estende per tutto il territorio comunale. L'area di intervento e il recapito principale delle acque meteoriche di dilavamento rientrano nel territorio del Consorzio di Bonifica Brenta.

Il territorio è infatti interessato dalla presenza di una rete relativamente fitta di canali artificiali, molti dei quali destinati ad una funzione mista, irrigua da una parte, di drenaggio dei terreni dall'altra. Si tratta di un sistema idrografico complesso con numerose interferenze tra i corsi d'acqua principali e la rete dei cosiddetti canali minori, che comporta non pochi problemi sotto gli aspetti di



sicurezza idraulica.

Gli aspetti idraulici più rilevanti da prendere in considerazione nell'ambito del progetto riguardano: la sicurezza idraulica delle opere in progetto, le modificazioni indotte all'ambiente esistente in termini di rischio idraulico, la compatibilità idraulica e la continuità dell'esercizio idraulico e di scolo del reticolo idrografico intersecato.

2 RISCHIO IDRAULICO

Per la valutazione della pericolosità idraulica cui è soggetta l'area d'intervento sono stati consultati gli studi disponibili sul rischio idraulico del territorio.

Si è potuto a tale riguardo consultare l'elaborato "Carta della Pianificazione Territoriale" allegata al Piano di Assetto del Territorio redatto dal Comune di Castello di Godego, approvata e ratificata con delibera Giunta Provinciale n. protocollo 77178 del 13/09/16. La Valutazione di Compatibilità Idraulica relativa al P.A.T. recepisce quando indicato nell'elaborato grafico citato.

Lo studio riassume le informazioni derivanti dai principali strumenti della programmazione territoriale individuando:

- Area a pericolosità idraulica P1 – P.A.I. Brenta Bacchiglione;
- Area a pericolosità idraulica P2 – P.A.I. Brenta Bacchiglione;
- Aree a rischio allagamento P0 per insufficienze idrauliche locali;
- Aree a moderata pericolosità P1 per piene storiche.

Dall'analisi della documentazione le opere di progetto rientrano nelle aree a rischio allagamento P0 per insufficienze idrauliche locali. La descrizione dell'area è proposta all'interno della V.C.I.:

2) area, parzialmente urbanizzata, di circa 80 ha ad ovest della linea ferroviaria ed a ridosso della S.R. 245 (drenata principalmente dalla roggia Garzona con scarico nel Brenton). In zona alcune espansioni di aree produttive non mitigate dal punto di vista idraulico hanno aumentato ultimamente la frequenza dei fenomeni alluvionali;

L'art. 8.1 delle Norme Tecniche Operative del Piano di Assetto del Territorio descrive una serie di norme integrative, a cui il presente progetto fa riferimento.

*NORME INTEGRATIVE PER LE AREE P0, P1, P2, P3 e P4**8.1 – Norme per le aree P0**INDICAZIONE*

Con aree P0 si intendono aree a pericolosità idraulica "limitata" in cui è possibile l'intervento edilizio o urbanistico "condizionato" (vedi tavola della fragilità del PATI ovvero l'estratto in allegato F).

NORMA

Allo scopo di impedire l'aggravarsi delle situazioni di pericolosità e di rischio esistenti tutti i nuovi interventi edilizi e/o urbanistici devono essere tali da: a) migliorare in modo significativo o comunque non peggiorare le condizioni di funzionalità del regime idraulico del reticolo principale e secondario, non aumentando il rischio di inondazione a valle; b) migliorare in modo significativo o comunque non peggiorare le condizioni di equilibrio statico dei versanti e di stabilità dei suoli attraverso trasformazioni del territorio non compatibili; c) non compromettere la riduzione o l'eliminazione delle cause di pericolosità o di danno potenziale né la sistemazione idrogeologica a regime; d) non aumentare il pericolo idraulico con nuovi ostacoli al normale deflusso delle acque o con riduzioni significative delle capacità di invaso delle aree interessate; e) limitare l'impermeabilizzazione dei suoli e creare idonee reti di regimazione e drenaggio; f) favorire quando possibile la formazione di nuove aree esondabili e di nuove aree permeabili; g) salvaguardare la naturalità e la biodiversità dei corsi d'acqua e dei versanti; h) non interferire con gli interventi previsti dagli strumenti di programmazione e pianificazione di protezione civile; i) adottare per quanto possibile le tecniche dell'ingegneria naturalistica e quelle a basso impatto ambientale; l) non incrementare le condizioni di rischio specifico idraulico o da frana degli elementi vulnerabili interessati ad eccezione dell'eventuale incremento sostenibile connesso all'intervento espressamente assentito; m) assumere adeguate misure di compensazione nei casi in cui sia inevitabile l'incremento sostenibile delle condizioni di rischio o di pericolo associate agli interventi consentiti; n) garantire condizioni di sicurezza durante l'apertura del cantiere, assicurando che i lavori si svolgano senza creare, neppure temporaneamente, un significativo aumento del livello di rischio o del grado di esposizione al rischio esistente; o) garantire coerenza con i piani di protezione civile.

Nelle aree classificate P0 è vietato:

- 1) eseguire scavi o abbassamenti del piano di campagna in grado di compromettere la stabilità delle fondazioni degli argini ovvero dei versanti soggetti a fenomeni franosi e/o di valanga;*
- 2) realizzare intubazioni o tombinature dei corsi d'acqua superficiali salvo deroghe motivate degli Enti tutori;*
- 3) occupare stabilmente con mezzi, manufatti anche precari e beni diversi le fasce di transito al piede degli argini;*
- 4) impiantare colture in grado di favorire l'indebolimento degli argini;*
- 5) realizzare interventi che favoriscano l'infiltrazione delle acque nelle aree franose.*

INDICAZIONE

Per le aree P0 (aree ad edificabilità condizionata) sono applicabili le norme restrittive e le indicazioni evidenziate esplicitamente nelle NTA del PATI e nella VCI del PATI.

3 CRITERI PROGETTUALI

Allo scopo di ridurre il dimensionamento delle opere idrauliche, il profilo altimetrico stradale di progetto nel tratto finale a monte di entrambe le rampe è studiato in modo tale da evitare possibili allagamenti del sottopasso per captazione delle acque provenienti dalle aree circostanti, introducendo due livellette con pendenze esterne rispetto al sottopasso (“dosso idraulico”).

La scelta dei tempi di ritorno di riferimento nella progettazione corrisponde a quanto prescritto dalle normative vigenti, in particolare alle norme di capitolato ANAS e alle norme R.F.I., riportate di seguito:

6.3 RELAZIONE IDRAULICA

contenuti:

- criteri di verifica adottati;
- verifica delle principali opere di attraversamento di corsi d'acqua e di drenaggio delle opere stradali effettuata in moto uniforme e se necessario in moto permanente con franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idraulico di massima piena pari ad 1 metro;
- calcoli idraulici con tempo di ritorno come da tabella seguente:
 - drenaggio della piattaforma stradale dell'asse principale (cunette, tubazioni, ecc.) $Tr = 25$ anni;
 - drenaggio della piattaforma stradale delle strade secondarie (cunette, tubazioni, ecc.) $Tr = 10$ anni;
 - fossi di guardia dell'asse principale $Tr = 50$ anni;
 - fossi di guardia delle strade secondarie $Tr = 20$ anni;
 - ponti e difese fluviali $Tr = 200$ anni (per le strade importanti si può operare una suddivisione in base all'area di bacino, $Tr = 500$ anni per $S \geq 50 \text{ km}^2$ e $Tr = 200$ anni per $S < 50 \text{ km}^2$);
 - tombini e ponticelli $Tr = 200$ anni per $S \geq 10 \text{ km}^2$ e $Tr = 100$ anni per $S < 10 \text{ km}^2$;
 - impianti di sollevamento $Tr = 25$ anni
 - porzioni depresse dell'asse principale soggette ad allagamenti $Tr = 200$ anni;
 - sottopassi e strade secondarie depresse soggette ad allagamenti $Tr = 100$ anni;
- definizione e verifica delle opere di salvaguardia delle fondazioni dei ponti e dei viadotti e del rilevato stradale.

Norme ANAS

Tempo di ritorno

Sulla base dei dati idrometrici ovvero dello studio idrologico, ad ogni tipo di manufatto idraulico verranno associati i seguenti tempi di ritorno Tr :

a) Drenaggio della piattaforma (cunette, tubazioni.....):

linea ferroviaria	$Tr = 100$ anni
deviazioni stradali	$Tr = 25$ anni

b) Fossi di guardia:

linea ferroviaria	$Tr = 100$ anni
deviazioni stradali	$Tr = 25$ anni

c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

linea ferroviaria	$Tr = 300$ anni	per $S \geq 10 \text{ Km}^2$.
linea ferroviaria	$Tr = 200$ anni	per $S < 10 \text{ Km}^2$ (essendo S la superficie del bacino)
deviazioni stradali	$Tr = 200$ anni	

d) Inalveamenti:

tratti a monte e a valle della linea ferroviaria	$Tr = 300$ anni	per $S \geq 10 \text{ Km}^2$.
tratti a monte e a valle della linea ferroviaria	$Tr = 200$ anni	per $S < 10 \text{ Km}^2$.

e) Impianti di sollevamento: $Tr = 25$ anni**Norme R.F.I.**

Di conseguenza, i tempi di ritorno di riferimento scelti nella progettazione sono i seguenti:

- Opere di drenaggio della piattaforma stradale $Tr = 10$ anni
- Fossi di guardia $Tr = 20$ anni
- Impianti di sollevamento $Tr = 30$ anni
- Drenaggio delle rampe del sottopasso $Tr = 100$ anni

Nota:

Per gli impianti di sollevamento si è assunto, a favore di sicurezza, $Tr = 30$ anni, anziché 25 anni, in quanto corrispondente ai risultati dell'analisi idrologica territoriale disponibile.

4 INTERVENTI DI RIASSETTO IDRAULICO

Nell'area di intervento la rete scolante si compone di fossi a cielo aperto e vie di deflusso tombinate, con direzione di deflusso nord-ovest/sud-est e a servizio delle infrastrutture viarie, con recapito finale lo scolo consortile Roggia Garzona, affluente dello scolo Brenton, che attraversa il territorio comunale di Castello di Godego in direzione nord-sud.

Le porzioni di territorio a est e ovest del tracciato ferroviario non risultano connesse tra loro. È presente nei pressi del PL, a sud di via Chioggia, un manufatto di attraversamento che risulta essere ostruito e non consente connessione idraulica: tale manufatto, incompatibile planimetricamente con la realizzazione del sottopasso di progetto, sarà quindi demolito.

Gli interventi previsti sono di seguito elencati:

- tombinamento del fosso lato nord di Via Chioggia, poiché incompatibile con il nuovo tracciato stradale, mediante collettore in calcestruzzo Ø1000 di lunghezza 163m
- realizzazione di un bacino di laminazione a sud della viabilità, che raccoglie le acque provenienti dal sottovia e quelle provenienti dalla vicina zona industriale
- realizzazione di un sistema di smaltimento costituito da caditoie e collettori in calcestruzzo a sostituzione dei fossi in fregio a via Chioggia, dove interferiti, e per la rotatoria di nuova realizzazione

L'intervento comprende inoltre il sistema di intercettazione delle acque affluenti alla rampa del sottopasso e di evacuazione con apposita stazione di sollevamento, il cui recapito risulta essere il bacino di laminazione.

5 IDROLOGIA E VERIFICHE IDRAULICHE

5.1 CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

Gli afflussi meteorici di riferimento possono essere rappresentati da curve di possibilità pluviometrica del tipo:

$$h = \frac{a}{(t+b)^c} \cdot t$$

L'altezza di pioggia h è espressa in mm e i tempi t in minuti, i parametri a , b e c (riportati in tabella 1) sono stati estratti dalla “Analisi regionalizzata delle piogge”, che comprende le aree esterne a quelle indicate all'interno delle “Linee Guida per la Valutazione della Compatibilità Idraulica” redatta per conto del Commissario Delegato per l'Emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto.

In particolare, per il comune di Castello di Godego sono state utilizzate le curve dell'analisi regionalizzata corrispondenti alla zona Alto Brenta.

Tabella 1: Parametri delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica (area Alto Brenta).

Tr (anni)	2	5	10	20	30	50	100	200
a (mm min ^{c-1})	17.9	25.4	29.7	33.3	35.1	37.2	39.6	41.6
b (min)	9.9	11.5	12.0	12.3	12.4	12.4	12.3	12.2
c	0.803	0.818	0.822	0.823	0.822	0.820	0.817	0.813

L'espressione classica dei deflussi verso la rete di drenaggio è rappresentata dalla relazione:

$$Q = \varphi \cdot J \cdot S$$

dove la portata Q è il prodotto dell'intensità di pioggia $J = h/t$, della superficie S del bacino scolante e del coefficiente di deflusso φ che rappresenta il rapporto fra l'afflusso meteorico e l'effettivo recapito ai dispositivi di prima raccolta.

Per i valori del coefficiente di deflusso si prendono come riferimento i valori suggeriti dal DGRV 1322/2006, ovvero:

Superfici impermeabili:	strade asfaltate	$\varphi = 0,90$
Superfici semipermeabili:	grigliato drenante	$\varphi = 0,60$
Superfici permeabili:	aree verdi	$\varphi = 0,20$
	aree agricole	$\varphi = 0,10$

La portata massima al colmo di piena si ottiene normalmente per piogge di durata pari al *tempo di concentrazione* t_c (ponendo dunque $t = t_c$). Il tempo di concentrazione t_c può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura considerata; in particolare t_c può essere visto come la somma di due contributi:

$$t_c = t_a + t_r$$

ove t_a è il *tempo di accesso* alla rete, mentre t_r è il *tempo di rete*. Il tempo di accesso alla rete t_a è stato valutato di volta in volta a seconda delle superfici coinvolte.

Il tempo di rete t_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione, seguendo il percorso più lungo della rete di drenaggio considerata. Pertanto t_r sarà dato da:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{U_i}}$$

essendo V_U la velocità di moto uniforme nelle singole canalizzazioni ed L la lunghezza delle stesse.

Tramite le relazioni precedenti è possibile determinare i valori di riferimento del tempo di concentrazione per i diversi tratti di canalizzazione.

Per la verifica idraulica delle canalizzazioni si confronterà il massimo afflusso con la capacità di portata valutabile, con approssimazione accettabile, mediante la formula di Gauckler-Strickler (moto uniforme):

$$Q = A \cdot K \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove Q (m³/s) è la portata, A (m²) l'area della sezione bagnata, K (m^{1/3}/s) è il coefficiente di scabrezza (pari a 70 per le tubazioni in calcestruzzo, a 25 per i canali in terra inerbita), R (m) è il raggio idraulico, rapporto fra A e il suo contorno bagnato, e i è la pendenza.

5.2 SOTTOPASSO

La massima pendenza longitudinale delle rampe del sottopasso è pari al 6.5%.

Le superfici da drenare per ciascuna rampa sono di seguito riportate:

- rampa “ovest” : 2147 m² = 226 m x 9.5 m;
- rampa “est” : 2185 m² = 230 m x 9.5 m.

I valori tengono in considerazione anche una quota parte della superficie interna del sottopasso che, sebbene coperta e perciò estranea agli afflussi meteorici, può essere soggetta ad acque residue non completamente intercettate a monte e a quelle derivanti da eventuale infiltrazione di acque sotterranee (ipotizzabili comunque in misura molto modesta). Viste le ridotte dimensioni delle superfici da drenare, si prevede una sola stazione di sollevamento da posizionare in corrispondenza del punto più depresso.

La raccolta delle acque meteoriche delle rampe del sottopasso avverrà mediante canalette longitudinali, di dimensioni utili variabili da 20x20.5 cm a 30x32 cm e pendenza longitudinale corrispondente a quella del profilo stradale.

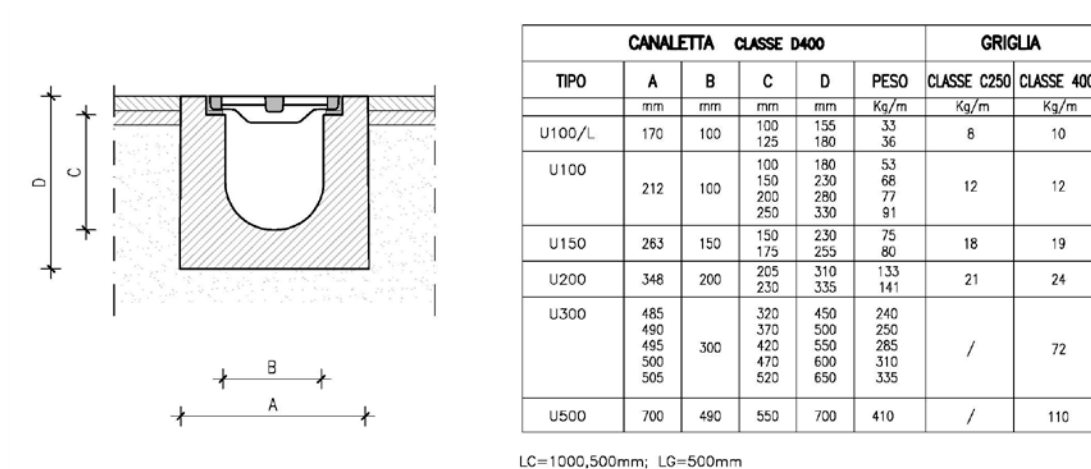


Figura 1 Canalette tipologiche per le rampe del sottopasso stradale

Come meglio illustrato negli elaborati progettuali (sezioni tipo, planimetria di progetto e profilo longitudinale) ad eccezione del tratto iniziale della rampa ovest, dove la carreggiata risulta essere in curva con pendenza massima trasversale pari al 3,86%, la maggior parte delle rampe risulta essere bifalda, con pendenza trasversale massima al 2,5%. La sezione stradale è composta da due corsie di 3.50 m ciascuna, dalle banchine di 1.25 m e dalla pista ciclabile di 2.50 m, oltre agli allargamenti necessari in curva.

I risultati del calcolo di verifica delle canalette, riferita sempre alla sezione di chiusura del tratto stradale sotteso, sono riportati in Tabella 2.

Tabella 2 Verifica idraulica delle canalette di prima raccolta del sottopasso stradale

Progressiva (m) inizio – fine	S (m ²)	ϕ_{medio}	t _c (min)	Q _{max} (l/s)	B (cm)	H (cm)	i (%)	y (cm)	y/H (%)	V (m/s)
Ovest ferrovia										
Da 192 a 226	422	0.9	1.3	29.6	20	20.5	1.96	10.9	53%	1.4
Da 226 a 275	945	0.9	1.7	65.0	20	20.5	4.80	14.1	69%	2.3
Da 275 a 310	1140	0.9	1.9	77.4	20	20.5	6.50	14.3	70%	2.7
Da 310 a 353	1356	0.9	2.2	90.8	30	32	3.95	12.9	40%	2.3
Da 353 a 387	1518	0.9	2.6	99.2	30	32	0.69	27.0	85%	1.2
Est ferrovia										
Da 580 a 545	218	0.9	1.4	15.3	20	20.5	1.84	6.9	33%	1.1
Da 545 a 494	484	0.9	1.7	33.2	20	20.5	4.78	8.5	41%	2.0
Da 494 a 463	657	0.9	1.9	44.6	20	20.5	6.5	9.5	46%	2.4
Da 463 a 421	873	0.9	2.2	58.2	20	20.5	3.95	14.0	68%	2.1
Da 421 a 387	1036	0.9	2.7	67.4	30	32	0.69	20.0	63%	1.1

L = Lunghezza cumulata per il calcolo del tempo di corrivazione – *S* = Area drenata – *t_c* = tempo di corrivazione – ϕ_{medio} = coefficiente di deflusso medio dell'area drenata – *Q_{max}* = portata massima – *H* = altezza canaletta, *B* = larghezza canaletta – *K* = coefficiente di scabrezza – *i* = pendenza di verifica della canaletta – *y* = tirante – *y/H* = grado di riempimento effettivo – *V* = velocità.

5.3 VIABILITA' DI SUPERFICIE

5.3.1 Drenaggio di piattaforma

L'introduzione del sottopasso comporta la parziale dismissione dei fossi inerbiti esistenti in fregio a via Chioggia. Il drenaggio della viabilità verrà quindi assicurato mediante l'inserimento di caditoie a griglia con pozzetto, poste ad interasse massimo di 20 m, recapitanti in condotte circolari in calcestruzzo. Tali condotte andranno a collegarsi alla linea di drenaggio dell'asse principale.

Con criteri analoghi a quelli adottati nelle verifiche idrauliche esposte nel paragrafi precedenti, le tubazioni sono state verificate in funzione della precipitazione di frequenza probabile di 20 anni. Il coefficiente di deflusso, considerato il contributo di superfici impermeabili e superfici permeabili, è stato

valutato calcolando la media ponderale dei vari coefficienti di deflusso sull'intera area contribuente al fosso in esame. In particolare è stato posto ϕ pari a 0.6 per le aree semipermeabili e 0.9 per quelle impermeabili. La verifica idraulica di tali collettori è riportata in Tabella 3 e Tabella 4.

Tabella 3: Verifica idraulica delle principali condotte di Via Chioggia – ovest ferrovia

Collettore, progressiva asse principale (m) inizio - fine	S (m ²)	ϕ_{medio}	t_c (min)	Q_{max} (l/s)	Dia (m)	K (m ^{1/3} /s)	i_c %	y/D (%)
Collettore CLS da 361 a 297	320	0.9	3.06	17.8	0.400	70	0.20	30%
Collettore CLS da 167 a 5	2315	0.9	5.00	110.7	0.600	70	0.10	58%

Tabella 4: Verifica idraulica delle principali condotte di Via Chioggia –est ferrovia

Collettore, progressiva asse principale (m) inizio - fine	S (m ²)	ϕ_{medio}	t_c (min)	Q_{max} (l/s)	Dia (m)	K (m ^{1/3} /s)	i_c %	y/D (%)
Collettore CLS da 407 a 546	605	0.9	3.40	31.3	0.300	70	0.66	46%
Collettore CLS da 546 a 600	800	0.9	4.69	38.9	0.300	70	0.25	77%
Collettore CLS da 600 a 600	800	0.9	5.08	38.1	0.300	70	0.20	79%

S = Area drenata – ϕ = coefficiente di deflusso medio – t_c = tempo di corrivazione – Q_{max} = portata massima – Dia = diametro collettore – K = coefficiente di scabrezza – i_c = pendenza media – y/D = grado di riempimento effettivo.

Il recapito dei collettori su via Chioggia a ovest della ferrovia è rappresentato dal fosso inerbito F1, di base 1 m e altezza minima 0.50 m. Considerando un coefficiente di scabrezza pari a 40 m^{1/3}/s e un tempo di corrivazione massimo pari a 5 minuti, la portata che si genera alla sezione di chiusura è pari a circa 18 l/s e genera un riempimento pari a 7 cm. Tale portata defluirà quindi in un tombino Ø800 in calcestruzzo che recapita all'interno del bacino di laminazione. Considerando la portata di 18 l/s, il riempimento all'interno del collettore è pari al 6.5%.

Per quanto riguarda la nuova rotatoria, il drenaggio di piattaforma sarà assicurato anch'esso mediante caditoie grigliate recapitanti in condotte circolari in

calcestruzzo. Il recapito di tali linee di drenaggio è costituito da un pozzo perdente, con scarico di troppo pieno in un fosso inerbito esistente, la cui funzione è disperdere le portate drenate nel terreno. La verifica idraulica di tali collettori è riportata in Tabella 5.

Tabella 5: Verifica idraulica delle principali condotte di Via Chioggia - rotatoria

Collettore, progressiva asse principale (m) inizio - fine	S (m ²)	φ_{medio}	t_c (min)	Q_{max} (l/s)	Dia (m)	K (m ^{1/3} /s)	i_c %	y/D (%)
Collettore CLS da 600 a 661	1364	0.9	6.11	61.97	0.400	70	0.40	51%
Collettore CLS da 6 (R) a 45 (R)	1967	0.9	7.04	85.8	0.400	70	0.25	75%
Collettore CLS da 45 (R) a recapito	2257	0.9	7.13	98.09	0.400	70	0.30	77%

S = Area drenata – φ = coefficiente di deflusso medio – t_c = tempo di corrivazione – Q_{max} = portata massima – Dia = diametro collettore – K = coefficiente di scabrezza – i_c = pendenza media – y/D = grado di riempimento effettivo. Nell'indicazione della progressiva, la lettera R indica che la progressiva appartiene al ramo R.

5.3.2 Dimensionamento pozzo perdente

Il dimensionamento dell'impianto di infiltrazione viene eseguito confrontando le portate in arrivo al sistema con la capacità di infiltrazione del terreno e con l'eventuale volume immagazzinato nel sistema; tale confronto può essere espresso con l'equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti e uscenti nel mezzo filtrante.

L'equazione differenziale di continuità risulta essere la seguente:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

in cui

- $Q_e(t)$ è la portata, nota o predeterminata, in ingresso ai sistemi filtranti all'istante generico (t); essa dipende sia dall'evento meteorico considerato

che dalle caratteristiche del bacino e della rete di drenaggio a monte del pozzo stesso;

- $Q_u(t)$ è la portata in uscita; essa è, in generale, variabile nel tempo e dipende dalle caratteristiche geometriche del manufatto e dalle condizioni di permeabilità del terreno circostante;
- $W(t)$ è il volume invasato nel manufatto all'istante t .

Nel caso in esame, il volume d'acqua in ingresso nel pozzo, per effetto di una pioggia di durata θ è pari a

$$W_e = A\varphi \frac{a}{(\theta + b)^c} \theta$$

dove φ è il coefficiente di afflusso costante del bacino drenato a monte del pozzo, A la superficie drenata e a , b , c parametri della curva di possibilità pluviometrica per assegnato tempo di ritorno, assunto pari a 20 anni.

Il volume in uscita dal pozzo è pari a

$$W_u = Q_u \theta$$

dove Q_u è la portata in uscita data dalla relazione di Darcy

$$Q_u = k J A_f$$

con

- k coefficiente di permeabilità (m/s), assunto pari a 1×10^{-4} m/s
- J cadente piezometrica (m/m), assunto pari a 1 poiché la superficie piezometrica di falda si trova convenientemente al di sotto del fondo disperdente
- A_f superficie netta di infiltrazione (mq), superficie orizzontale drenante effettiva, calcolabile come quella di un anello di larghezza pari a $z/2 + s/2$ attorno al pozzo, con z altezza dello strato drenante pari all'altezza utile

del pozzo H e s eventuale allargamento dello strato drenante (non si tiene conto della capacità drenante del fondo del pozzo per via della sua possibile occlusione).

Essendo D il diametro del pozzo, la relazione di Darcy può essere riscritta come

$$Q_u = k [(D + H + s)^2 - D^2] \pi / 4$$

Il volume invasato ad un dato tempo θ sarà dunque pari a

$$W = W_e - W_u = A\varphi \frac{a}{(\theta + b)^c} \theta - Q_u \theta$$

Attraverso il calcolo analitico si può ricavare il tempo critico che massimizza il volume invasato, avendo stabilito le dimensioni del pozzo da adottare.

Considerando un diametro del pozzo pari a 2.34 m, una altezza di 3 m e uno spessore aggiuntivo di materiale drenante pari a 2 m, si ottengono i seguenti risultati:

Superficie drenata	A	2257	mq
Coefficiente deflusso	φ	0.90	-
Diametro del pozzo	D	2.34	m
Altezza utile pozzo	H	3.00	m
Spessore aggiuntivo totale	s	2.00	m
Area filtrante	A_f	38.01	mq
Coefficiente permeabilità	k	1.00E-04	m/s
Portata uscente	Q_u	3.80E-03	mc/s
Tempo critico	θ	161.51	min
Volume da immagazzinare	W	119.76	mc
Volume totale disponibile	W_T	126.94	mc
Verificato			

6 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO SOTTOPASSO

Per evidenti motivi l'evacuazione delle acque meteoriche dalle canalette grigliate del sottopasso stradale sarà realizzata con sollevamento meccanico.

Le dimensioni trasversali e l'altezza del serbatoio tengono conto delle esigenze strutturali e del tipo di esercizio idraulico che s'intende adottare. Principalmente si è cercato di contenere l'approfondimento della vasca di pompaggio e del locale pompe. Il volume della vasca di pompaggio viene determinato considerando l'uso di solamente due pompe delle tre presenti nella camera. La terza pompa viene messa in funzione nel caso in cui una delle altre due rimanenti presenti un'avaria nel funzionamento o in presenza di un evento meteorico eccezionale.

Il calcolo dei volumi d'esercizio e la scelta delle pompe seguono alcune utili schematizzazioni delle infinite combinazioni possibili di afflusso, accumulo e scarico, variabili istantaneamente per tutta la durata dell'evento meteorico.

Ammettendo la distribuzione uniforme e costante della pioggia di durata t si potrà assumere che, raggiunto e superato il tempo di concentrazione t_c , tutto il bacino tributario partecipi alla portata Q fino al termine della precipitazione, oltre il quale avviene il graduale esaurimento nell'intervallo temporale t_c .

Con riferimento alla Figura 2, ammettendo un valore costante della portata evacuata Q_p si possono determinare i volumi da accumulare nella vasca di pompaggio in funzione della durata della precipitazione e del tempo di concentrazione t_c ; si calcolano infatti per ciascuna durata di pioggia le differenze fra i volumi di afflusso V_a e di pompaggio V_p secondo la relazione:

$$V_i = (Q_i - Q_p) \cdot \left(t_i - t_c \cdot \frac{Q_p}{Q_i} \right)$$

fra le quali si individua il massimo volume d'accumulo richiesto.

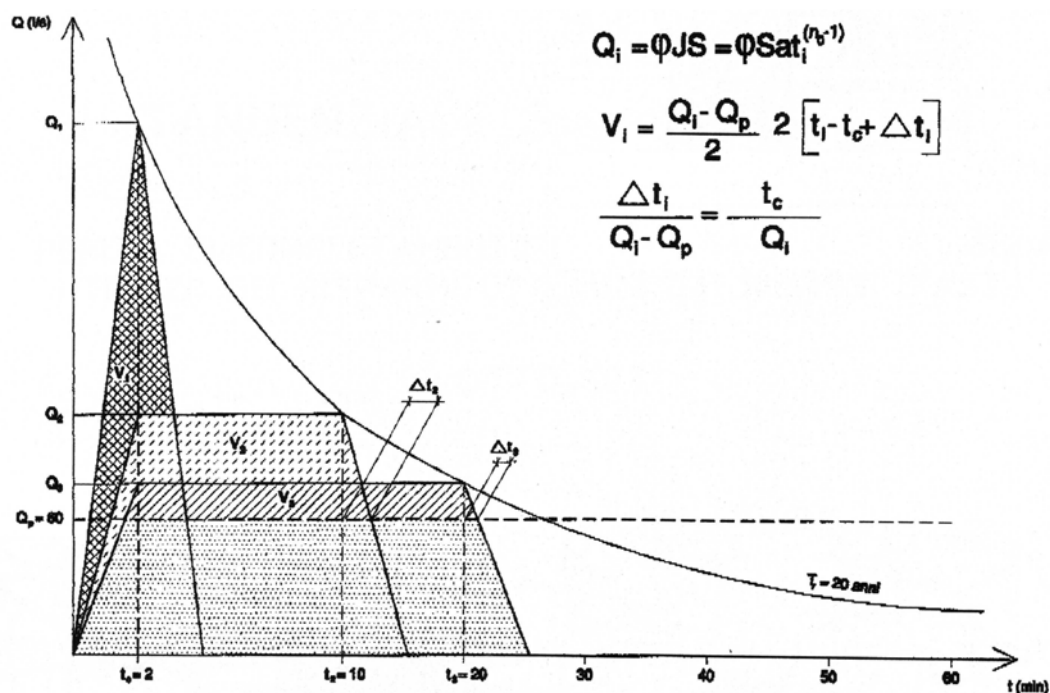


Figura 2 - Volumi di afflusso e di pompaggio

Nel caso specifico ai fini del calcolo del massimo volume d'invaso richiesto (Tabella 6) è stato considerato un tempo di corrivazione di 2 minuti, un evento di frequenza probabile di 30 anni, l'area servita $S = 5000 \text{ m}^2$ (compresa di pista ciclabile), il coefficiente di deflusso $\phi = 0.90$ e la portata media evacuata $Q_p = 80 \text{ l/s}$.

Tabella 6- Dimensionamento del serbatoio di raccolta con $T_r=30$ anni

Durata t (min)	10	15	20	25	30	35	40	45
J (mm/min)	2.7	2.3	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3
Qmax (l/s)	204.4	173.2	150.9	134.1	121.0	110.4	101.6	94.3
Vol pompaggio (m ³)	68.8	78.7	80.6	77.3	70.5	61.1	49.9	37.2
Vol di accumulo (m ³)	122.6	155.9	181.1	201.2	217.7	231.8	243.9	254.6

Nell'esercizio ordinario, affidato a due pompe da 40 l/s ciascuna, il volume utile richiesto per la vasca di pompaggio è dell'ordine di 80.6 m^3 . Assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 1,3 si dovrà garantire per la vasca di pompaggio un

volume di almeno 105 m³. La stazione di sollevamento sarà dotata di un gruppo elettrogeno fisso, in grado di garantire una autonomia di funzionamento di almeno 30' in caso di interruzione della corrente elettrica.

6.1 CARATTERISTICHE TECNICHE DELL'IMPIANTO

La stazione di sollevamento sarà posizionata in corrispondenza del punto più depresso; saranno installate tre pompe, delle quali due deputate all'esercizio ordinario e una con funzione di riserva.

Nel vano di pompaggio il basamento delle pompe sarà ribassato rispetto al fondo del serbatoio per garantire la sommergenza delle giranti senza compromettere il volume utile d'esercizio; saranno installate 3 elettropompe sommergibili da 40 l/s, ciascuna con prevalenza totale di circa 10 m, comandate mediante rilevatore di livello e programma per la distribuzione temporale alternata del lavoro; le pompe seguono lo schema d'esercizio che prevede due livelli di avvio e uno di stacco contemporaneo; a questi si aggiunge un ulteriore livello d'emergenza per segnalare (possibilmente a stazione remota di telecontrollo e/o mediante segnale luminoso) l'eventuale incipiente annullamento del volume disponibile ed attivare, con congruo anticipo sull'esaurimento delle code di traffico, il semaforo rosso predisposto agli ingressi delle rampe stradali.

6.2 CONSIDERAZIONI COSTRUTTIVE

In generale le caratteristiche costruttive delle opere sono concepite in funzione del regolare esercizio, comprese le agevoli attività di manutenzione e di controllo, la praticabilità degli accessi di emergenza e la tempestiva segnalazione di eventuali anomalie potenzialmente pericolose per la sicurezza e la circolazione stradale. Oltre al controllo automatico dei dispositivi elettromeccanici è previsto il comando manuale delle pompe e dell'interruttore generale dell'impianto; saranno inoltre disponibili apposite prese per l'uso di apparecchiature elettriche (manutenzioni, riparazioni sul posto, etc.).



L'eventuale collegamento telefonico fra il sistema di rilevamento idrometrico, la centrale di monitoraggio ed il comando delle pompe a distanza dovrà essere predisposto a cura dell'Ente cui spetta la manutenzione stradale. E' inoltre prevista la predisposizione per il collegamento dell'impianto di sollevamento ad un gruppo elettrogeno di emergenza, per il funzionamento di n. 2 elettropompe delle 3 installate. Si raccomanda all'Ente gestore di eseguire i normali controlli periodici e le manutenzioni del sistema idraulico di raccolta e sollevamento delle acque piovane: pulizia delle canalette di prima raccolta e della vasca di raccolta e manutenzioni periodiche al sistema elettromeccanico di sollevamento.

7 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

7.1 PREMESSA

L'intervento di progetto ricade su territorio attualmente verde, nell'area adiacente all'infrastruttura viaria esistente della SR245. La nuova viabilità e il raccordo ai tratti esistenti, uniti alla necessità di realizzare limitate viabilità complementari richiedono, secondo la Delibera Regionale n° 3637 del 13/12/2002 e la successiva modifica dell'Allegato A, in accordo con la D.G.R. n. 1322 del 10.05.2006 "Modalità operative e indicazioni tecniche relative alla valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici" e la D.G.R. n. 2948 del 06.10.2009, ovvero "L. 3 agosto 1998, n. 267 – Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici. Modifica delle delibere n. 1322/2006 e n. 1841/2007 in attuazione della sentenza del Consiglio di Stato n. 304 del 3 aprile 2009", l'adozione di adeguati volumi d'invaso finalizzati alla modulazione dei deflussi che nella configurazione di progetto risulteranno incrementati, rispetto allo stato attuale.

7.2 VOLUMI NECESSARI E INVASABILI

La trasformazione di territorio totale, rispetto allo stato di fatto, comporta un aumento di superficie impermeabile pari a 5750 m², con coefficiente di deflusso pari a 0,9. Considerando un volume di invaso specifico pari a 500 mc/ha, si ottiene un volume minimo richiesto per l'invarianza idraulica pari a 287,5 mc.

La laminazione verrà realizzata mediante un bacino a bassa profondità (70 cm di tirante idrico invasato) posto in fregio alla pista di servizio dell'impianto di sollevamento.

All'interno dello stesso invaso si andrà a laminare anche le acque provenienti dalla vicina area industriale esistente (circa 8 ha), i cui deflussi verranno recapitati al suo interno mediante un tombino scatolare previsto nell'intervento di Veneto

Strade denominato “Sistemazione del comportamento idraulico lungo la S. R. n. 245 dal km 40+300 al km 40+800 in comune di Castello di Godego (TV)”. L’invaso aggiuntivo da prevedere, utilizzando gli stessi criteri previsti per il sottopasso, è quindi pari a 3200 mc, poiché circa 800 mc di volume vengono già recuperati all’interno della sistemazione di Veneto Strade.

All’interno del bacino di laminazione si andrà quindi ad invasare un volume di circa 3500 mc, variando opportunamente la sezione idraulica e mantenendo costante il tirante massimo di 70 cm. Tale vaso avrà scarpa 2/1 e sarà protetto mediante un arginello laddove il terreno risulterà a quota inferiore di +1m rispetto al fondo dell’invaso.

L’uscita di tale vaso sarà regolata mediante un manufatto di controllo dotata di bocca tarata sul fondo e soglia di sfioro. L’altezza di tale soglia sarà pari al tirante massimo 70 cm.

7.3 MANUFATTO DI REGOLAZIONE

Al fine di laminare le portate in arrivo sia dall’impianto di sollevamento che dalla sistemazione prevista da Veneto Strade prima dell’immissione nel recapito finale costituito dalla Roggia Garzona, viene realizzato un bacino di laminazione, la cui uscita è regolata tramite un manufatto dotato di bocca tarata per il controllo delle portate.

Tale manufatto è contenuto all’interno di una cameretta gettata in opera e composto da un muretto tracimabile con un setto centrale fatto con panconcelli amovibili e dotato di bocca tarata sul fondo. L’altezza della soglia, rispetto al piano di scorrimento, è pari a 0.70 cm, necessario ad assicurare un vaso di circa 3550 mc.

Per il dimensionamento del foro si è considerato lo scarico funzionante come luce a battente, la portata effluente (espressa in m^3/s) è data dalla relazione:

$$Q = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0}$$

dove C_q è il coefficiente di portata, dipendente dalla contrazione che la vena effluente subisce nell'attraversamento della bocca, A (m^2) è l'area della luce, h_0 (m) è il carico idraulico sulla bocca d'efflusso.

Il valore del coefficiente di portata C_q dipende dal valore del coefficiente di contrazione (nel caso specifico pari a 0,6), dalle dimensioni della luce, dal carico idraulico h_0 e dal tirante y_2 di valle (quindi dalle caratteristiche dello stesso efflusso, libero o rigurgitato).

Considerando a favore di sicurezza un efflusso a luce libera (nel caso di efflusso rigurgitato, infatti, si otterrebbero luci di dimensioni maggiori) e assumendo un valore di 0,6 per il coefficiente di portata, si ottiene:

$$A = \frac{Q}{C_q \sqrt{2gh_0}}$$

A favore di sicurezza sarà considerato un efflusso a luce libera (nel caso di efflusso rigurgitato, infatti, si otterrebbero luci di dimensioni maggiori) e un valore di 0,6 per il coefficiente di portata.

Per garantire la massima portata in uscita dal sistema di drenaggio, si deve moltiplicare la portata scaricabile $q = 0.0010$ l/s m^2 per la superficie afferente al bacino S pari a 85750 m^2 per una portata pari a circa 85.75 l/s, che se dovesse defluire attraverso un battente come quello sopra descritto, il foro dovrebbe avere le seguenti dimensioni:

Q_m (l/s)	h_0 (m)	A (mq)
	Efflusso libero	
85.75	0.70	0.038

Si adotta pertanto una luce di dimensioni 20x20cm.

In caso di ostruzione del foro la portata in arrivo attraverserà il manufatto sfiorando la soglia. La portata massima attesa al manufatto è data dalla differenza tra la portata massima in arrivo e la portata che si può infiltrare nel sottosuolo.

La portata massima in arrivo allo sfioro è data dalla seguente relazione:

$$Q_{sf} = u(S_{ZI} + S_{int}) - Q_{inf}$$

dove

- u è il coefficiente udometrico ipotizzato, pari a 150 l/(s ha)
- il termine tra parentesi è l'area totale afferente al bacino, data dalla somma della superficie dell'intervento in oggetto S_{int} (pari a 5750 m²) e della superficie appartenente all'area industriale S_{ZI} (circa 80000 m²)
- Q_{inf} è la portata infiltrata nel sottosuolo, calcolata considerando un tirante di 70 cm e un coefficiente di permeabilità pari a 10⁻⁴ m/s.

La portata massima in arrivo allo sfioro sarà quindi circa pari a 0,8 m³/s.

Per valutare la tracimazione dell'acqua in corrispondenza della soglia di sfioro si calcola l'efflusso a stramazzo con la formula

$$Q = LC_e h \sqrt{2gh} \quad 9)$$

dove la portata Q (m³/s), dipende dalla lunghezza L (m) della soglia sfiorante, dal coefficiente di deflusso C_e , che si approssima a 0.38, e dall'altezza idrometrica h (m) sulla soglia di sfioro essendo g (m/s²) l'accelerazione di gravità. Quindi, considerando la soglia di lunghezza $L=350$ cm si ottiene un'altezza idrometrica h pari a circa 26 cm, che risulta compatibile con la geometria del manufatto.

Per evitare l'intasamento della luce di fondo è stato previsto il posizionamento di una griglia immediatamente a monte; tuttavia, si ritiene comunque indispensabile programmare un'opportuna attività di manutenzione periodica (ogni sei mesi o in concomitanza di eventi eccezionali) per rimuovere l'eventuale materiale depositato che potrebbe ostruire il foro o la stessa griglia.



A seguito del manufatto di regolazione è posizionato un collettore in calcestruzzo di diametro Ø800. Tale collettore, considerando la portata massima in arrivo e pendenza pari al 0.5% presenterà un grado di riempimento pari al 77%.

Il recapito di tale tombino è rappresentato dal fosso rivestito in calcestruzzo in fregio alla ferrovia, di cui è previsto il risezionamento poiché quasi del tutto scomparso, che recapita in Roggia Garzona. Tale fosso avrà base di larghezza 1.50 m e altezza minima pari a 60 cm. Considerando la massima portata in arrivo, un coefficiente di scabrezza pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e una pendenza pari a 0.11%, tale fosso avrà un riempimento massimo pari a 45 cm nella sezione di chiusura (riempimento 75%).

Lo scarico in Roggia Garzona verrà realizzato mediante un tombino delle medesime dimensioni di quello di uscita del bacino di laminazione, dotato di porta a clapet.

APPENDICE: CALCOLO VOLUMI IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

Tempo di ritorno (anni)	10	20	30	50	100
a (min * mm ^(c-1))	27.7	29.7	30.6	31.5	32.4
b (min)	10.8	11.0	11.2	11.3	11.4
c	0.820	0.811	0.805	0.797	0.785

Deflusso unitario J' = h/t = a / (t+b)^c

Durata t (min)	2	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Durata t (ore)	0.03	0.08	0.17	0.25	0.33	0.42	0.50	0.58	0.67	0.75	0.83	0.92	1.00
Tr = 10 anni J' (mm/min)	3.39	2.89	2.34	1.98	1.72	1.53	1.38	1.25	1.15	1.07	1.00	0.94	0.88
Tr = 20 anni J' (mm/min)	3.73	3.19	2.59	2.19	1.91	1.69	1.53	1.39	1.28	1.19	1.11	1.04	0.98
Tr = 30 anni J' (mm/min)	3.92	3.35	2.73	2.31	2.01	1.79	1.61	1.47	1.36	1.26	1.17	1.10	1.04
Tr = 50 anni J' (mm/min)	4.18	3.58	2.91	2.46	2.15	1.91	1.72	1.57	1.45	1.34	1.25	1.18	1.11
Tr = 100 anni J' (mm/min)	4.51	3.86	3.13	2.66	2.32	2.06	1.86	1.70	1.56	1.45	1.35	1.27	1.20

Coefficiente di deflusso f

0,90**Deflusso unitario J=f * (J'/60)**

Tr = 10 anni J (l/s/m ²)	0.051	0.043	0.035	0.030	0.026	0.023	0.021	0.019	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013
Tr = 20 anni J (l/s/m ²)	0.056	0.048	0.039	0.033	0.029	0.025	0.023	0.021	0.019	0.018	0.017	0.016	0.015
Tr = 30 anni J (l/s/m ²)	0.059	0.050	0.041	0.035	0.030	0.027	0.024	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.016
Tr = 50 anni J (l/s/m ²)	0.063	0.054	0.044	0.037	0.032	0.029	0.026	0.024	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017
Tr = 100 anni J (l/s/m ²)	0.068	0.058	0.047	0.040	0.035	0.031	0.028	0.025	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018

Area di scolo S (m²)**5000****Portata di deflusso Q= J X S**

Tr = 10 anni Q (l/s)	254.51	216.96	175.53	148.33	129.00	114.49	103.16	94.05	86.55	80.26	74.90	70.27	66.24
Tr = 20 anni Q (l/s)	279.68	239.11	194.02	164.26	143.03	127.05	114.56	104.49	96.20	89.24	83.30	78.17	73.69
Tr = 30 anni Q (l/s)	293.90	251.56	204.39	173.20	150.90	134.11	120.97	110.38	101.64	94.31	88.05	82.64	77.92
Tr = 50 anni Q (l/s)	313.15	268.14	217.97	184.78	161.05	143.17	129.17	117.89	108.58	100.76	94.09	88.33	83.29
Tr = 100 anni Q (l/s)	337.95	289.25	235.07	199.26	173.68	154.41	139.33	127.17	117.15	108.73	101.55	95.34	89.92

**VOLUMI DI POMPAGGIO**

Portata di pompaggio (l/s)	Tempo di corrivazione												
Volume di invaso V (m ³)	80					2							
Tr = 10 anni V (m ³)	14.36	35.03	52.09	57.08	55.15	48.84	39.53	28.07	14.99	0.67	-14.65	-30.77	-47.56
Tr = 20 anni V (m ³)	17.11	41.34	62.77	70.91	71.41	67.03	59.31	49.19	37.27	23.95	9.52	-5.81	-21.88
Tr = 30 anni V (m ³)	18.68	44.92	68.79	78.71	80.57	77.29	70.49	61.15	49.90	37.17	23.27	8.42	-7.22
Tr = 50 anni V (m ³)	20.83	49.70	76.71	88.86	92.43	90.52	84.85	76.48	66.07	54.08	40.84	26.58	11.48
Tr = 100 anni V (m ³)	23.63	55.83	86.71	101.58	107.23	106.99	102.70	95.50	86.11	75.03	62.60	49.07	34.64

Portata di pompaggio (l/s)	0												
Volume di invaso V (m³)													
Tr = 10 anni V (m ³)	30.54	65.09	105.32	133.50	154.80	171.73	185.69	197.50	207.72	216.70	224.69	231.90	238.45
Tr = 20 anni V (m ³)	33.56	71.73	116.41	147.84	171.64	190.58	206.21	219.44	230.88	240.94	249.90	257.97	265.30
Tr = 30 anni V (m ³)	35.27	75.47	122.64	155.88	181.08	201.17	217.74	231.79	243.94	254.63	264.15	272.72	280.52
Tr = 50 anni V (m ³)	37.58	80.44	130.78	166.30	193.26	214.75	232.51	247.56	260.59	272.06	282.28	291.49	299.86
Tr = 100 anni V (m ³)	40.55	86.77	141.04	179.33	208.41	231.61	250.79	267.06	281.16	293.57	304.64	314.62	323.70