



Autostrada Asti-Cuneo

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE) LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO ESECUTIVO

04 - OPERE PER LA REGIMAZIONE ACQUE SUPERFICIALI

04.03- Collettori di scarico acque meteoriche

Relazione idraulica attraversamenti minori e scarichi nei ricettori finali

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	11-2023	EMISSIONE	Ing. Trapanese	Ing. Martuscelli	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	NOVEMBRE 2023	1:50
							N. Progr.	
							04.03.16	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	E	SCA RI 001	A	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

INDICE

1. PREMESSA	2
2. VALUTAZIONE DEI CONTRIBUTI DI PIENA DEI SETTORI DI VERSANTE	4
2.1. PREMESSA	4
2.2. DELIMITAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI	4
2.3. ANALISI IDROLOGICA	5
2.3.1. <i>Definizione degli eventi pluviometrici critici</i>	5
2.4. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	8
2.5. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA	8
2.5.1. <i>Metodo della corrivazione sui bacini minori</i>	8
3. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI ATTRAVERSAMENTO MINORI	11
4. SCARICHI NEI CORPI IDRICI RICETTORI DELLE ACQUE TRATTATE E DELLE ACQUE DI VERSANTE	13
5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI SIFONI.....	16

1. PREMESSA

Le analisi idrologico-idrauliche riguardano il progetto di un tratto del lotto II.6, che si estende nel suo complesso tra la fine del lotto II.7, e il raccordo con la Tangenziale di Alba.

Rispetto al progetto precedente del 2015, che prevedeva l'attraversamento della collina di Verduno tramite una galleria di 3,1 km, nel progetto attuale viene sviluppata una soluzione di tracciato completamente esterno, che si sviluppa a partire dal ponte sul Tanaro realizzato nell'ambito del lotto II.7, lungo la direttrice est-ovest, collegandosi ad est, immediatamente oltre il previsto ponte sul Torrente Talloria, con la Tangenziale di Alba.

Il tracciato si attesta ai piedi della collina di Verduno, dove attraversa il Rio dei Deglia e il Rio San Giacomo, quindi prosegue fino alla località "due lanterne", interessando i Comuni di Cherasco e La Morra, supera in viadotto il canale Enel e la S.P.7 per poi proseguire all'interno della regione pianeggiante "Piana dei Molino", nei Comuni di Verduno e di Roddi, fino al raccordo con la Tangenziale di Alba.

Il tratto oggetto del presente studio termina in corrispondenza del raccordo con il precedente tracciato, poco dopo il superamento del canale ENEL.

Questo documento tratta l'analisi e la progettazione idraulica delle interferenze con il reticolo collinare naturale minore e irriguo ed in particolare degli attraversamenti degli impluvi minori provenienti dai versanti in adiacenza dell'infrastruttura A33 (tombini).

Sono altresì riportati i risultati delle valutazioni e verifiche a carattere idrologico ed idraulico relative ai collettori di scarico delle acque meteoriche nei corpi idrici ricettori finali rappresentati dal Canale Enel-Verduno e dal F. Tanaro; tali collettori di scarico recepiscono sia le acque meteoriche provenienti dalla piattaforma stradale ed opportunamente trattate, sia le acque meteoriche di versante che defluiscono negli impluvi minori prima citati ed interferiscono con il corpo stradale di progetto.

Le interferenze sopra elencate, unitamente ai collettori di scarico, sono riportate, sia sulla tavola "Corografia con individuazione dei punti di recapito della rete di drenaggio" (cod P017_E_IDP_CO_001_A) che sulle planimetrie di dettaglio aventi codice P017_E_IDP_PL_001÷006_A che rappresentano il tracciato planimetrico oggetto di progettazione con indicazione delle opere di attraversamento e dei collettori di scarico.

I principali riferimenti normativi per le analisi di compatibilità idraulica descritte nel seguito sono costituiti da:

- "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica", emanata dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi dell'art.10 delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico;
- Atlante delle piogge intense (disponibile sul GeoPortale ARPA Piemonte) pubblicato nell'ambito del progetto "STRADA - Strategie di adattamento ai cambiamenti climatici per la gestione dei rischi naturali nel territorio transfrontaliero" del 2013, sviluppato nel quadro del programma di cooperazione transfrontaliera europea INTERREG IV A Italia - Svizzera 2007 - 2013
- Deliberazione 11 maggio 1999 n.2 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po – aggiornata con deliberazione n.10 del Comitato Istituzionale del 5 Aprile 2006 "Criteri per la valutazione della

compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" e degli altri riferimenti normativi in essa citati;

- Direttiva alluvioni 2007/60/CE, D.Lgs. 49/2010;
- Deliberazione 07/12/2016 n. 5 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po "Variante alle Norme di Attuazione del PAI e del PAI Delta";
- D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni".

Le analisi sono state svolte utilizzando le basi topografiche disponibili e in particolare il rilievo celerimetrico specificatamente eseguito a supporto del progetto.

2. VALUTAZIONE DEI CONTRIBUTI DI PIENA DEI SETTORI DI VERSANTE

2.1. PREMESSA

Il presente Studio ha come obiettivo quello di determinare le portate di piena prodotte dall'idrografia minore, costituita sia da corsi d'acqua naturali e sia da bacini di piccole dimensioni (sostanzialmente porzioni di versante poste in adiacenza dell'infrastruttura A33 senza un'asta fluviale ben definita) che interferiscono con l'autostrada in progetto.

Le attività sono state svolte nel rispetto delle Normative Vigenti ed in particolare in congruenza con la distribuzione regionale delle piogge intense redatta dalla Regione Piemonte nell'anno 2013 (più recente rispetto a quella contenuta nella Direttiva sulla piena di progetto a supporto del PAI), e con il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

2.2. DELIMITAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI

La delimitazione dei bacini idrografici è stata eseguita sulla base della Cartografia Regionale CTR in scala 1:10.000; la loro rappresentazione è riportata nella tavola cod. P017_E_IDR_PL_002_A - "Bacini idrografici minori".

I parametri morfologici d'interesse sono i seguenti:

- l'area della superficie dei bacini (S) espressa in km²;
- la lunghezza (L) delle aste principali espressa in km;
- la pendenza (i) delle aste principali espressa in m/m;
- le quote massima (Hmax), minima (Hmin) e media (Hmed) dei bacini espresse in m s.m.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si riportano i parametri fisiografici determinati e le caratteristiche geometriche dei bacini idrografici minori interferenti con la A33 di progetto. Dalle indagini e dagli approfondimenti di dettaglio eseguiti nella presente fase di progettazione esecutiva, sono state aggiornate le caratteristiche fisiografiche di alcuni dei bacini elencati rispetto a quanto indicato nel progetto definitivo ed in particolare dei bacini B2, B3, B4, B5, B5T, B6.1, B6.1T ed inoltre è stato introdotto un nuovo bacino (ubicato tra il bacino 1 ed il bacino 2), denominato B1.1.

Denominazione bacino	S (km ²)	Hmax (m s.m.)	Hmed m s.m.)	Hmin (m s.m.)	L (km)	i (m/m)
B0	0.025	230.00	208.10	201.20	0.30	0.097
B1	0.028	253.34	232.76	213.14	0.37	0.109
B1.1	0.150	305.80	268.29	231.50	1.02	0.072
B2	0.038	246.00	233.18	220.35	0.31	0.083
B3	0.084	262.50	240.65	218.80	0.49	0.089
B4	0.067	261.00	239.45	217.90	0.54	0.080
B5T	0.014	245.00	231.50	218.00	0.33	0.082
B5	0.016	240.00	230.75	220.51	0.27	0.072
B6.2	0.012	241.78	227.86	216.04	0.25	0.102
B6.3	0.006	241.78	227.86	216.04	0.22	0.120
B6.4	0.002	241.78	227.86	216.04	0.18	0.140
B6.1	0.195	306.00	260.50	215.00	1.31	0.069
B6.1T	0.049	234.10	222.05	210.00	0.29	0.083
B7	0.095	253.90	210.80	187.59	0.65	0.102
B7.1	0.021	253.90	210.80	187.59	0.83	0.080
B8	0.011	190.42	187.48	182.92	0.15	0.050
B8.1	0.004	189.00	185.65	182.30	0.30	0.022
B9	0.009	189.29	184.77	182.29	0.09	0.077
B10	0.011	188.46	183.22	180.96	0.12	0.061
B11	0.021	192.87	187.64	180.87	0.23	0.052
B12	0.014	190.33	186.73	185.53	0.13	0.036
B13	0.010	187.57	185.88	185.45	0.14	0.016
B14	0.010	187.02	185.80	185.29	0.11	0.015
B15	0.014	188.27	185.30	184.51	0.18	0.021
B16	0.015	187.27	185.80	184.84	0.10	0.024

Tabella 1 - Caratteristiche fisiografiche dei bacini idrografici minori interferenti con la A33 in progetto.

2.3. ANALISI IDROLOGICA

2.3.1. Definizione degli eventi pluviometrici critici

Per le finalità dello studio si è fatto riferimento alle curve di possibilità pluviometrica (o climatica) derivanti dalla regionalizzazione delle precipitazioni intense, con assegnato tempo di ritorno, realizzata da ARPA Piemonte nel "Atlante delle piogge intense - GeoPortale ARPA Piemonte" pubblicati nell'ambito del progetto "STRADA - Strategie di adattamento ai cambiamenti climatici per la gestione dei rischi naturali nel territorio transfrontaliero" del 2013 sviluppato nel quadro del programma di cooperazione transfrontaliera europea INTERREG IV A Italia - Svizzera 2007 - 2013.

Lo studio raccoglie i dati pluviometrici estremi alle scale temporali di interesse costituiti dai massimi annuali di altezza di pioggia cumulata su intervalli di durata 1, 3, 6, 12, 24 ore di 292 stazioni pluviografiche dal 1928 al 2006 e costituisce ad oggi l'elemento più aggiornato per l'analisi di eventi idrologici intensi sul territorio regionale.

La stima dei parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica (intensità-durata) media nella forma [1] nel campo delle durate orarie avviene a partire dalle serie dei dati pluviometrici estremi calcolando per ogni durata la media del campione ed effettuando la conversione dei valori di altezza di pioggia nei corrispondenti valori di intensità.

In questo modo si ottengono 5 coppie di valori intensità-durata (una per ogni durata) da interpolare con la legge [1], che nel piano bilogaritmico è rappresentata da una retta. La stima dei parametri con il metodo dei minimi quadrati si riduce quindi ad un problema di regressione lineare semplice in cui i valori di a e n sono immediatamente ricavabili rispettivamente dall'intercetta e dal coefficiente angolare.

Le curve di possibilità pluviometrica utilizzate sono espresse nella forma:

$$h = K_T \cdot a \cdot t^n \quad [1],$$

dove h [mm] è l'altezza di pioggia, t [ore] il tempo di pioggia, a [mm/oraⁿ], n [-] i parametri della curva e K_T il fattore di crescita funzione del tempo di ritorno.

All'interno dell'“Atlante delle piogge intense - GeoPortale ARPA Piemonte” è disponibile un grigliato di maglia quadrata di lato 250 m per l'intero territorio regionale nel quale per ogni cella sono indicati:

- parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica;
- fattore di crescita K_T ;
- piogge di assegnato tempo di ritorno per durata da 10 minuti a 24 ore (mm).

Da questi dati è possibile ottenere:

- le intensità medie di precipitazione per durate superiori all'ora determinate utilizzando la relazione [2] con parametri a ed n stimati su una griglia a maglia quadrata di lato 250 m che copre l'intera regione;

$$i(d) = a \cdot d^{n-1} \quad [2]$$

con parametri a e n , i intensità media e d durata;

- le intensità medie per durate inferiori all'ora, determinabili utilizzando la relazione [3] con coefficiente B definito come in relazione [4];

$$i(d) = a \cdot \left(\frac{1 + B \cdot d}{1 + B} \right)^{\frac{(n-1)(1+B)}{B}} \quad [3]$$

$$\hat{B} = 136.5 \cdot h^{-1} \quad [4]$$

- la dipendenza delle precipitazioni dal tempo di ritorno, ricostruita moltiplicando le relazioni (2) per un fattore di crescita K_T :

$$K_T = 1 - CV \left[0.5772 \frac{\sqrt{6}}{\pi} + \frac{\sqrt{6}}{\pi} \ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right] \quad [5]$$

Per l'analisi nel dettaglio delle relazioni sopra citate si rimanda alla pubblicazione di ARPA Piemonte "Le precipitazioni intense in Piemonte - Distribuzione regionale delle piogge e caratterizzazione statistica dei valori estremi" del 2013.

Le analisi statistiche descritte permettono di definire per ciascuna cella spaziale i valori dei parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per i tempi di ritorno di 5, 10, 20, 50, 100 e 200 anni.

In analogia con il progetto definitivo, le portate di riferimento utili al dimensionamento idraulico delle opere di attraversamento autostradale sono quelle a tempo di ritorno 100 anni.

Sono di seguito riportati in tabella, per ciascun bacino, i valori dei parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica utilizzati per la determinazione delle portate di piena (v. successivo par. 2.5), evidenziando che gli stessi sono rimasti invariati rispetto a quelli indicati nel progetto definitivo.

Bacini	Parametri curva di possibilità pluviometrica	
	descrizione	a [mm/h ⁿ]
B0	60.60	0.435
B1	62.69	0.435
B1.1	62.69	0.435
B2	62.74	0.435
B3	62.63	0.435
B4	62.63	0.435
B5T	62.63	0.435
B5	62.63	0.435
B6.2	62.54	0.435
B6.3	62.54	0.435
B6.4	62.54	0.435
Bacino somma idrologica 6.2-6.3-6.4	62.54	0.435
B6.1	62.54	0.435
B6.1T	62.54	0.435
B7	62.54	0.435
B7.1	62.54	0.435
B8	62.61	0.435
B8.1	62.61	0.435
B9	62.61	0.435
B10	62.61	0.435
B11	62.24	0.437
B12	62.72	0.437
B13	62.72	0.437
B14	62.72	0.437
B15	62.60	0.437
B16	62.60	0.437

Tabella 2 – Parametri curva di possibilità pluviometrica per $T_R = 100$ anni

2.4. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Il ruolo del tipo di suolo e della copertura vegetale nella formazione del deflusso superficiale per gli stati idrologici di piena, che si identificano con eventi di piovosità intensa, è duplice; riguarda infatti, sia la funzione di trattenuta o intercettazione, sia il controllo del tempo di concentrazione delle portate superficiali.

Per la stima di tali parametri si devono tenere in conto i diversi fattori che influiscono sulla formazione dei deflussi, fra cui la natura dei terreni e la loro copertura vegetale, la capacità di accumulo del bacino l'effetto di laminazione dell'intera rete idrica superficiale, la presenza di zone urbanizzate ecc...

La stima del coefficiente di deflusso "C" è piuttosto difficile e costituisce il maggiore elemento di incertezza nella valutazione della portata. Il parametro tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia; si utilizzano normalmente valori di riferimento, tratti dalla letteratura scientifica, che spesso sono adattabili con difficoltà alle effettive condizioni del bacino in studio.

Gli studi disponibili, per altro in numero piuttosto limitato, indicano tutti che il valore di "C in un dato bacino varia in misura elevata da evento ad evento, in particolare in funzione delle differenti condizioni climatiche antecedenti.

È possibile comunque ipotizzare che, per gli eventi gravosi che sono di interesse nel campo della progettazione e delle verifiche idrauliche, il parametro assuma valori sufficientemente stabili. In qualche caso si assume che il valore di "C" cresca in funzione del tempo di ritorno dell'evento, supponendo in tal modo una risposta non lineare del bacino.

Per i bacini minori il coefficiente di deflusso assunto è stato calcolato sia utilizzando la mappa di uso del suolo "CORINE LAND COVER" (determinandone il valore medio pesato alla superficie) sia la Carta Geologica d'Italia in scala 1:100000.

In analogia a quanto riportato nel progetto definitivo, si è assunto un coefficiente di deflusso medio uniforme per tutti i bacini pari a **0.50**.

2.5. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA

La determinazione delle portate di piena è avvenuta utilizzando dei modelli afflussi - deflussi di tipo concettuale; in particolare per le porzioni di versante, caratterizzate morfologicamente da piccole variazioni di quota e a tratti pianeggianti, che generano un deflusso di tipo distribuito si è stato applicato il metodo cinematico ma con un tempo di corrivazione considerato, ovunque pari a **10 min** in analogia con quanto riportato nel progetto definitivo.

2.5.1. Metodo della corrivazione sui bacini minori

Il modello concettuale di trasformazione afflussi-deflussi della corrivazione, o cinematico, considera come variabile fondamentale del processo di formazione della piena, la modalità di scorrimento delle acque di pioggia entro il bacino contribuente ed in particolare il "tempo di corrivazione", impiegato da una goccia caduta in un determinato punto per raggiungere la sezione di chiusura.

Esso è un modello di tipo lineare ovvero si basa sull'ipotesi che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo (l'idrogramma che si forma a causa di un dato pluviogramma è solo funzione di caratteristiche del bacino stazionarie ed indipendenti dall'evento in esame o da quelli pregressi): risulta pertanto possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.

Sotto questa ipotesi, la portata defluente legata ad un afflusso $A(t)$ sarà data dall'integrale nel tempo t di un idrogramma unitario istantaneo (o IUH) $u(t)$, generato da un afflusso di altezza unitaria e durata infinitesima, moltiplicato per l'entità della precipitazione, ovvero dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^{t^*} [u(t - \tau) \cdot A(\tau)] \cdot d\tau .$$

Si ipotizza inoltre che l'idrogramma di afflusso sia costante e pari a:

$$A(t) = \varphi \cdot I(t_p) \cdot S ,$$

con φ coefficiente di deflusso, $I(t_p)$ intensità media della pioggia di durata t_p , ed S superficie contribuente.

Il metodo cinematico definisce un tempo di corrivazione (o di concentrazione) t_c del bacino, pari al tempo impiegato dalla goccia caduta nel punto idraulicamente "più lontano" per giungere alla sezione di chiusura. Quando il tempo di pioggia t_p uguaglia t_c , tutto il bacino contribuisce al deflusso e (nell'ipotesi di afflusso costante) si ha il massimo di portata, il cui valore non aumenta più per $t_p > t_c$.

La soluzione dell'integrale di convoluzione porta pertanto a valutare la portata massima defluente come:

$$Q[m^3 / s] = \frac{\varphi \cdot I(t_c) \cdot S}{360} \quad [1]$$

con:

φ [-] coefficiente di deflusso medio del bacino;

$I(t_c)$ [mm/h] intensità media della pioggia di durata pari a t_c ;

S [ha] superficie contribuente complessiva.

Date le piccole superfici e i brevi tempi di corrivazioni che risultano per queste porzioni di versante localizzate in fregio all'autostrada in progetto si è sempre assunto un tempo di pioggia non inferiore a 10 min.

Sono di seguito riportati in tabella i valori delle portate di piena centennali ottenute con riferimento ai singoli bacini.

Bacini	superficie afferente totale	coeff. di deflusso ϕ	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto	portata di riferimento TR100
			descrizione	[ha]		
B0	0.025	0.50	60.60	0.435	10.0	0,57
B1	0.028	0.50	62.69	0.435	10.0	0,67
B1.1	0.150	0.50	62.69	0.435	10.0	3,59
B2	0.038	0.50	62.74	0.435	10.0	0,91
B3	0.084	0.50	62.63	0.435	10.0	2,01
B4	0.067	0.50	62.63	0.435	10.0	1,60
B5T	0.014	0.50	62.63	0.435	10.0	0,34
B5	0.016	0.50	62.63	0.435	10.0	0,38
B6.2	0.012	0.50	62.54	0.435	10.0	0,29
B6.3	0.006	0.50	62.54	0.435	10.0	0,14
B6.4	0.002	0.50	62.54	0.435	10.0	0,05
Bacino somma idrologica B6.2-B6.3-B6.4	0.195	0.50	62.54	0.435	10.0	0,48
B6.1	0.195	0.50	62.54	0.435	10.0	4,66
B6.1T	0.049	0.50	62.54	0.435	10.0	1,17
B7	0.021	0.50	62.54	0.435	10.0	0,50
B7.1	0.011	0.50	62.54	0.435	10.0	0,26
B8	0.004	0.50	62.61	0.435	10.0	0,10
B8.1	0.009	0.50	62.61	0.435	10.0	0,22
B9	0.011	0.50	62.61	0.435	10.0	0,26
B10	0.021	0.50	62.61	0.435	10.0	0,50
B11	0.014	0.50	62.24	0.437	10.0	0,09
B12	0.010	0.50	62.72	0.437	10.0	0,43
B13	0.010	0.50	62.72	0.437	10.0	0,24
B14	0.014	0.50	62.72	0.437	10.0	0,24
B15	0.015	0.50	62.60	0.437	10.0	0,34
B16	0.025	0.50	62.60	0.437	10.0	0,36

Tabella 3 - Portate di piena sui bacini minori per tempo di ritorno 100 anni.

3. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI ATTRAVERSAMENTO MINORI

Le opere di attraversamento sottese ai bacini denominati minori in questo documento, costituiti da limitate superfici scolanti di versante localizzati in adiacenza a monte all'autostrada in progetto, sono costituiti da tombini circolari di diametro 1000 mm, 1500 mm e da tombini scatolari di dimensioni BxH = 2x2 m.

Il loro dimensionamento idraulico è avvenuto in riferimento alla portata con tempo di ritorno 100 anni prodotta dal bacino di alimentazione, aggiungendo gli apporti idrici a tempo di ritorno 25 anni prodotti dalle scarpate autostradali.

L'opera è stata considerata adeguata idraulicamente quando la portata smaltita generi un loro riempimento inferiore al 70% ,in congruenza con quanto prescritto nel D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni".

La verifica idraulica delle opere di attraversamento è avvenuta utilizzando una schematizzazione di calcolo in moto uniforme, tenuto conto dei modesti valori di portata di piena generate, delle caratteristiche morfologiche degli alvei generalmente poco definite in termini geometrici e spesso riconducibili a semplici incisioni. Si è tuttavia tenuto conto di eventuali fenomeni di rigurgito indotti da valle, nel caso in cui allo sbocco del tombino in progetto sia presente una canalizzazione (sempre in progetto) che colletta portate progressivamente crescenti per effetto di apporti di altre opere minori in grado di generare livelli significativi, oppure di attraversamenti esistenti di dimensioni inferiori.

Per evitare che il rigurgito indotto da valle metta in crisi la capacità di deflusso dell'opera di attraversamento autostradale, si è impostata la sua quota di sbocco ad una altezza pari o superiore di quella di fondo della canalizzazione di valle, facendo in modo che il livello idrico di valle risulti molto inferiore dell'altezza critica generabile nell'attraversamento.

Il calcolo idraulico è avvenuto utilizzando come schematizzazione di base, quella di moto uniforme, applicando la formulazione proposta da Chezy nel seguito riportata:

$$Q = \chi * \Omega * (R * i_f)^{0.5}$$

$$\chi = c * R^{(1/6)}$$

in cui:

c = coefficiente di resistenza distribuita secondo Gauckler - Strickler ($m^{1/3}/s$);

Ω = area bagnata della sezione idraulica (m^2);

R = raggio idraulico (m);

i_f = pendenza del fondo (m/m).

Nel calcolo si è assunto come valore di scabrezza un coefficiente di Strickler pari a $70 m^{1/3}/s$, proprio del calcestruzzo.

Nella seguente *Tabella 4* si riporta l'elenco dei tombini previsti nel presente progetto esecutivo, in aggiornamento rispetto a quelli indicati nel progetto definitivo.

Tombino	Bacino di competenza	Progressiva	Tipologia tombino	Q	Q.ta fondo imbocco	Q.ta fondo sbocco	L	Pendenza
		m		(m ³ /s)	m.s.m.	m.s.m.	(m)	(m/m)
T0	B1.1		DN1200 C.A. (1° tratto)	3,59	225,83	223,67	90,22	2,39%
		1075	DN1500 C.A. (2° tratto)		219,46	219,11	70,77	0,50%
			DN1500 C.A. (3° tratto)		219,11	218,78	65,46	0,50%
T1	B2	1225	DN1500 C.A.	0,91	220,09	217,82	39,33	5,77%
T2	B3	1300	DN1500 C.A.	2,01	219,12	217,16	38,92	5,04%
T3	B4	1500	DN1500 C.A.	1,60	218,58	215,62	42,25	7,01%
T4	B5T	1550	DN1000 C.A.	0,34	217,81	216,24	46,12	3,40%
T5	B5	1600	DN1000 C.A.	0,38	219,53	218,68	35,92	2,37%
T6	B6.2-B6.3-B6.4	1705	DN1000 C.A.	0,48	217,08	213,88	55,13	5,80%
T7	B6.1	2000	SCATOLARE 2,0x2,0 C.A.	4,66	210,43	207,53	47,6	6,09%
T8	B8-B8.1	3050	DN1000 C.A.	0,32	184,66	182,85	55,55	3,26%
T9	B9	3160	DN1000 C.A.	0,26	181,62	181,57	46,87	0,11%
T9bis		3229	DN600 PEAD - IRRIGUO		186,09	186,05	57,54	0,07%
T9ter	B10	3280	DN1000 C.A.	0,50	182,64	181,76	47,95	1,84%
T9quater	B11	3470	DN1000 C.A.	0,09	182,00	181,65	66,63	0,53%
T9quinquies		3600	DN1500 C.A. - OSPEDALE		180,72	177,33	75,82	4,47%
T10	B11.1	3650	DN1000 C.A.	0,43	185,07	181,12	44,27	8,92%
T11	B12-B13	4196	DN1000 C.A.	0,48	182,9	182,47	43,45	1,00%
T12	B14-B15-B16	4500	DN1500 C.A.	1,29	181,87	181,51	35,92	1,00%

Tabella 4 – Opere minori di attraversamento autostradale.

Si riportano altresì i calcoli idraulici di dimensionamento dei suddetti manufatti; si evince in ciascun caso il soddisfacimento della condizione di verifica imposta ($h/D < 0.70$).

Tombino	Tipologia tombino	Q	Pendenza	Grado di riempimento	h	Velocità
		(m ³ /s)	(m/m)	%	(m)	(m/s)
T0	DN1200 C.A. (1° tratto)	3,59	2,39%	59,0	0,71	5,17
	DN1500 C.A. (2° tratto)		0,50%	67,0	1,00	2,85
	DN1500 C.A. (3° tratto)		0,50%	67,0	1,00	2,85
T1	DN1500 C.A.	0,91	5,77%	16,5	0,25	4,79
T2	DN1500 C.A.	2,01	5,04%	25,0	0,38	5,73
T3	DN1500 C.A.	1,60	7,01%	20,5	0,31	6,02
T4	DN1000 C.A.	0,34	3,40%	19,5	0,20	3,10
T5	DN1000 C.A.	0,38	2,37%	22,5	0,23	2,82
T6	DN1000 C.A.	0,48	5,80%	20,5	0,21	4,18
T7	SCATOLARE 2,0x2,0 C.A.	4,66	6,09%	16,9	0,34	6,90
T8	DN1000 C.A.	0,32	3,26%	19,5	0,20	3,04
T9	DN1000 C.A.	0,26	0,11%	41,5	0,42	0,85
T9bis	DN600 PEAD - IRRIGUO		0,07%			
T9ter	DN1000 C.A.	0,50	1,84%	28,0	0,28	2,82
T9quater	DN1000 C.A.	0,09	0,53%	16,5	0,17	1,08
T9quinquies	DN1500 C.A. - OSPEDALE		4,47%			
T10	DN1000 C.A.	0,43	8,92%	17,5	0,18	4,71
T11	DN1000 C.A.	0,48	1,00%	32,0	0,32	2,23
T12	DN1500 C.A.	1,29	1,00%	30,5	0,46	2,85

Tabella 5 – Opere minori di attraversamento autostradale: risultati delle verifiche idrauliche

4. SCARICHI NEI CORPI IDRICI RICETTORI DELLE ACQUE TRATTATE E DELLE ACQUE DI VERSANTE

Le acque meteoriche raccolte dalla piattaforma della sede autostradale opportunamente trattate e quelle provenienti dai versanti e convogliate negli attraversamenti prima descritti e/o dai fossi/canalette di guardia previsti a margine del corpo stradale vengono scaricate nei corpi idrici ricettori esistenti ed in particolare nei Rii S. Michele, Deglia, S. Giacomo e nell'impluvio denominato "Impluvio Opera 3" il cui tracciato si sviluppa in direzione pressochè ortogonale all'asse autostradale, oltre che nel Canale Enel Verduno e nel F. Tanaro che, per lunghi tratti, corrono in direzione sub-parallela al suddetto tracciato.

In progetto è previsto che:

- a) Le acque meteoriche raccolte dalla piattaforma della sede autostradale ed opportunamente trattate, vengono scaricate mediante appositi collettori nei Rii S. Michele, Deglia e S. Giacomo (vasche V1, V2 e V3), ovvero nel F. Tanaro (vasche V4, V5, V6, V7); con riferimento alla vasca V7, lo scarico è previsto in un canale esistente con scarico nel F. Tanaro, avente funzione di scolmatore del canale Enel. Si evidenzia che i suddetti collettori raccolgono, in alcuni casi, anche i modesti contributi delle acque di ruscellamento convogliate dai fossi/canalette di guardia laterali al corpo autostradale ad essi limitrofo.
- b) Le acque meteoriche provenienti dai versanti ubicati a monte del corpo autostradale e canalizzate nei tombini di attraversamento prima descritti scaricano invece nel canale Enel-Verduno anche in tal caso mediante idonei collettori; come nel caso precedente, negli stessi trovano recapito le acque di ruscellamento convogliate dai fossi/canalette di guardia limitrofi.
- c) In alcuni casi le acque meteoriche di ruscellamento convogliate dai fossi/canalette di guardia laterali al corpo autostradale vengono scaricate direttamente nei corpi ricettori disponibili, senza essere convogliate da ulteriori collettori.

Sono stati individuati n. 17 punti di scarico principali ed ulteriori scarichi minori (vedi elab. P017_E_IDP_CO_001_A - "Corografia con individuazione dei punti di recapito della rete di drenaggio"); nel seguito si riporta l'elenco dei punti di scarico previsti con l'indicazione dei bacini ad essi afferenti, delle portate convogliate e delle caratteristiche dei collettori di scarico (tab. 5).

Sono altresì riportati (tab. 6) i risultati delle verifiche idrauliche, anche in tal caso effettuate mediante l'applicazione della relazione di Chezy; si evince in ciascun caso il soddisfacimento della condizione di verifica imposta ($h/D < 0.70$).

Scarico	Bacino di competenza	Recapito	Area di versante (acque convogliate da fossi/canalette)	Q trattata	Q fossi/canalette	Q bacino monte	Q totale
			ha	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
1 (vasca V1)	vasca V1 + canaletta non rivestita 70x70 a valle	Rio S. Michele	0,300	0,365	0,070	--	0,435
2 (vasca V2)	vasca V2	Rio Deglia	--	0,227	--	--	0,227
3 (vasca V3)	vasca V3 + canaletta rivestita 70x70 a valle	Rio S. Giacomo	0,157	0,438	0,040	--	0,478
4 (tombini T1, T2, T3, T4, T5)	1° tratto (dir. Asti): bacino B2 + scarpa rilevato valle	Canale Enel (esistente)	0,160	--	0,040	0,910	0,950
	2° tratto (dir. Asti): bacini B2 e B3 + scarpa rilevato valle		0,440	--	0,110	2,920	3,030
	3° tratto (dir. Cuneo): bacini B4, B5T e B5 + scarpa rilevato valle		0,130	--	0,030	2,320	2,350
	4° tratto (dir. Canale Enel): bacini B2, B3, B4, B5T e B5 + scarpa rilevato valle		0,730	--	0,175	5,240	5,415
5 (vasca V4) (tombino T6)	vasca V4 + canaletta rivestita 70x70 a valle + bacini B6.2, B6.3, B6.4	F. Tanaro (sifone per attraversamento Canale Enel)	0,330	0,311	0,080	0,480	0,391
						--	0,871
6	(trincee drenanti)	Canale Enel	1,510	--	0,361	--	0,361
7 (vasca V5)	vasca V5 + canaletta non rivestita 70x70 a valle	F. Tanaro (sifone per attraversamento Canale Enel)	0,132	0,418	0,030	--	0,448
8	canalette non rivestite 70x70 a monte e valle (bacino B7.1)	Canale Enel (esistente)	0,350	--	0,080	0,260	0,340
9	canaletta non rivestita 70x70 a monte ed a valle	Collettore indirizzato a Canale Enel (nuovo)	0,300	--	0,072	--	0,072
10 (tombino T8)	canaletta non rivestita 70x70 a valle + bacini B.8 e B.8.1	Collettore indirizzato a Canale Enel (nuovo)	0,125	--	0,030	0,360	0,390
11 (tombino T9)	canaletta non rivestita 70x70 a valle + bacino B.9	Collettore indirizzato a Canale Enel (nuovo)	0,280	--	0,067	0,260	0,327
12 (tombino T9ter)	canaletta non rivestita 70x70 a valle + bacino B.10	Collettore indirizzato a Canale Enel (nuovo)	0,240	--	0,057	0,280	0,337
13 (vasca V6)	vasca V6	F. Tanaro	--	1,228	--	--	1,228
14 (tombino T9quater; tombino T10)	canalette non rivestite 70x70 a valle + bacini B.11 e B.11.1	Canale Enel (nuovo)	0,360	--	0,087	0,519	0,606
15 (tombino T11)	canalette non rivestite 70x70 a valle + bacini B.12 e B.13	Canale Enel (esistente)	0,340	--	0,081	0,480	0,561
16 (tombino T12)	canalette non rivestite 70x70 a valle + bacini B.14, B.15 e B.16	Canale Enel (esistente)	0,150	--	0,036	1,290	1,326
17 (vasca V7)	vasca V7 + canaletta non rivestite 70x70 a valle	F. Tanaro (mediante ponte canale su Canale Enel ed immissione in scolmatore Canale Enel)	0,380	1,582	0,091	--	1,673

Tabella 5 – Scarichi nei corpi idrici ricettori: portate di progetto e caratteristiche collettori di scarico

Scarico	Recapito	Tipologia manufatto di scarico	Q progetto	Pendenza	Grado di riempimento	h	Velocità
			(m ³ /s)	(m/m)	%	(m)	(m/s)
1 (vasca V1)	Rio S. Michele	DN800 C.A.	0,435	min 0,038	29,0	0,23	3,56
				max 0,15	21,0	0,16	5,79
2 (vasca V2)	Rio Degliia	DN800 C.A.	0,227	0,200	14,0	0,11	5,30
3 (vasca V3)	Rio S. Giacomo	DN800 C.A.	0,478	0,053	28,0	0,22	4,12
4 (tombini T1, T2, T3, T4, T5)	Canale Enel (esistente)	CANALE IN C.A. 1,0x1,0	0,950	min 0,008	41,0	0,41	2,32
				max 0,008	41,0	0,41	2,32
		DN1500 IN C.A.	3,030	min 0,013	45,0	0,68	3,96
				max 0,013	45,0	0,68	3,96
		CANALE IN C.A. 1,0x1,0	2,350	min 0,034	47,0	0,47	5,01
				max 0,034	47,0	0,47	5,01
		DN1500 IN C.A.	5,415	min 0,034	48,0	0,71	6,46
				max 0,04	46,0	0,68	6,98
5 (vasca V4) (tombino T6)	F. Tanaro (sifone per attraversamento Canale Enel)	DN800 C.A.	0,391	min 0,053	38,5	0,31	4,88
				max 0,132	30,5	0,24	6,81
		DN1000 C.A.	0,871	min 0,01	44,0	0,44	2,62
				max 0,128	22,5	0,23	6,55
6	Canale Enel	DN800 C.A.	0,361	0,12	20,0	0,16	5,10
7 (vasca V5)	F. Tanaro (sifone per attraversamento Canale Enel)	DN800 C.A.	0,448	min 0,021	35,0	0,28	2,90
				max 0,190	20,0	0,16	6,42
8	Canale Enel (esistente)	DN800 C.A.	0,340	0,033	26,5	0,21	3,15
9	Collettore indirizzato a Canale Enel (nuovo)	DN1000 C.A.	0,072	0,010	12,5	0,13	1,26
10 (tombino T8)	Collettore indirizzato a Canale Enel (nuovo)	DN1000 C.A.	0,462	0,003	42,0	0,42	2,28
11 (tombino T9)	Collettore indirizzato a Canale Enel (nuovo)	DN1000 C.A. (rivestimento interno in resina espossidica)	0,789	0,001	68,0	0,68	1,47
12 (tombino T9ter)	Collettore indirizzato a Canale Enel (nuovo)	DN1000 C.A. (rivestimento interno in resina espossidica)	1,126	0,002	68,0	0,68	1,98
13 (vasca V6)	F. Tanaro	DN1000 C.A./PEAD	1,228	0,005	67,5	0,68	2,18
14 (tombino T9quate;, tombino T10)	Canale Enel (nuovo)	DN1000 C.A.	0,606	0,005	43,5	0,44	1,85
15 (tombino T11)	Canale Enel (esistente)	DN1000 C.A.	0,561	0,002	54,5	0,55	1,29
16 (tombino T12)	Canale Enel (esistente)	DN1500 C.A.	1,326	0,009	31,5	0,47	2,75
17 (vasca V7)	F. Tanaro (mediante ponte canale su Canale Enel ed immissione in scolmatore Canale Enel)	DN1200 C.A.	1,673	0,005	60,0	0,71	2,37

Tabella 6 – Risultati delle verifiche idrauliche collettori di scarico

5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI SIFONI

Al fine di garantire il convogliamento in Tanaro delle portate in uscita dalle vasche V4, V5 e V6, si è resa necessaria la presenza di sifoni di scarico in corrispondenza degli attraversamenti del canale Enel (collettori di scarico n. 5 e n. 7 delle vasche n. 4 e n. 5).

Tali sifoni sono costituiti da due pozzetti di estremità in c.a., di dimensioni in pianta 1.50x1.50 m² nel caso delle tubazioni DN800 e 2.10x2.10 m² per le tubazioni DN1000, e da una tubazione di collegamento in c.a. turbocentrifugato (DN800 o DN1000) avente carico minimo allo schiacciamento pari a 150 kN/mq. Per garantire la protezione della tubazione, è previsto il calottamento in c.a. della condotta e il rivestimento del canale sovrastante con massi di cava.

Le verifiche idrauliche per il dimensionamento dei sifoni sono state effettuate determinando le perdite di carico che si generano all'interno del manufatto. Esse possono essere suddivise in perdite distribuite e perdite localizzate.

Le perdite di carico distribuite sono state determinate considerando la parte di fluido che scorre in pressione all'interno delle canne del sifone; si è all'uopo utilizzata la stessa formulazione di Chezy esplicitata, in tal caso, in funzione della cadente idraulica i :

$$i = \frac{Q^2}{(\chi \cdot \Omega)^2 \cdot R}$$

dove:

- i = perdite di carico unitarie [m/m];
- Q = portata defluente [m³/s];
- R = raggio idraulico [m].

Le perdite di carico localizzate sono state valutate con la seguente formulazione:

$$\Delta H_{loc} = k \frac{V^2}{2g}$$

dove:

- ΔH_{loc} = perdite di carico localizzate [m];
- g = accelerazione di gravità [m/s²];
- k = coefficiente di perdita di carico [-];
- V = velocità media del flusso [m/s];
- $k = 0.5$ per la sezione di imbocco del sifone (coeff. di perdita loc.);
- $k = 1,0$ per la sezione di uscita del sifone (coeff. di perdita loc.).

Nell'ipotesi di pendenza costante tra il collettore di imbocco e il collettore di sbocco del sifone, è possibile calcolare il sovrizzo necessario al pelo libero di monte al fine di garantire un grado di riempimento accettabile nella canalizzazione di monte stessa. Tale sovrizzo è stato calcolato mediante l'applicazione della formula qui di seguito riportata:

$$dh = 0,5 \frac{Q^2}{A_1^2 \cdot 2g} + \frac{Q^2}{C_1^2 R_1^{4/3} A_1^2} \cdot L_1 + \frac{Q^2}{A_2^2 \cdot 2g} + \frac{Q^2}{C_2^2 R_2^{4/3} A_2^2} \cdot L_2 + \frac{Q^2}{A_3^2 \cdot 2g} + \frac{Q^2}{C_3^2 R_3^{4/3} A_3^2} \cdot L_3$$

dove:

- Q = portata di dimensionamento;
- A₁ = area di deflusso dell'imbocco a monte;
- A₂ = area di deflusso della tubazione circolare;
- A₃ = area di deflusso dello sbocco a valle;
- C₁ = coefficiente di resistenza distribuita nel tratto di imbocco (70 m^{1/3}/s);
- C₂ = coefficiente di resistenza distribuita nel tratto di tubazione circolare (70 m^{1/3}/s);
- C₃ = coefficiente di resistenza distribuita nel tratto di sbocco (70 m^{1/3}/s);
- R₁ = raggio idraulico della sezione di imbocco;
- R₂ = raggio idraulico della sezione circolare;
- R₃ = raggio idraulico della sezione di sbocco;
- L₁ = lunghezza del manufatto di imbocco;
- L₂ = lunghezza della tubazione circolare;
- L₃ = lunghezza del manufatto di sbocco.

I risultati ottenuti sono presentati in Tabella 7; in ogni caso si evince che il valore di Δh disponibile è sempre superiore a quello minimo necessario per garantire il corretto funzionamento idraulico del manufatto senza generare fenomeni di rigurgito per il collettore di monte in arrivo.

Vasca	Q	DN	A	R	L	Δh _{min}	Δh
	(m ³ /s)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)
V4	0,871	1,00	0,785	0,250	31,84	0,25	0,68
V5	0,448	0,80	0,502	0,200	31,55	0,18	1,12

Tabella 7 – Risultati delle verifiche idrauliche dei sifoni