


**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD AUTOSTRADALE
IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA
LA PROG. KM 201+285 E LA PROG. KM 203+930 E
RIFACIMENTO DEI SOVRAPPASSI AUTOSTRADALI
N°68 "RIVOLI-ZUANE" E N°69 "S.C. RIVOLI-CAPRINO"

| | |
|----------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1.5.2.1 | <p>RELAZIONI Relazioni idrauliche e geologiche Analisi idrologica Relazione idrologica</p> |
|----------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

| | | | | | |
|---------------------------|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|--------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0 | MAG-2022 | EMISSIONE | N. AGOSTINI | F. OSS PAPOT | C. COSTA |
| REVISIONE: | DATA: | DESCRIZIONE: | REDAZIONE: | VERIFICA: | APPROVAZIONE: |
| DATA: MAGGIO 2008 | |  | <p>DIREZIONE TECNICA GENERALE</p> | | <p>IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:</p>  |
| NUMERO PROGETTO: 29/08 | | | | | |



ITED Ingegneria s.r.l.

Iscrizione REA di Trento n° 170246
Iscrizione Reg. Imprese n° TN-2000-15573
CAP. SOCIALE Euro 10.000
Codice Fiscale: 01690980220
Partita I.V.A.: 01690980220

Via Linz, 93
tel. 0461/822552
fax. 0461/829692
38121 TRENTO
e - mail: info@ited.it

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

**ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD
IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA
LA PROG. KM 201+285 E LA PROG. KM 203+930**

**RACCOLTA E SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA
RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICO**

Sommario

| | | |
|-----|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1 | Premesse..... | 4 |
| 2 | Normativa di riferimento | 4 |
| 3 | Inquadramento geografico generale | 5 |
| 3.1 | Bacino 1 (SUD) | 6 |
| 3.2 | Bacino 2 (CENTRALE) | 9 |
| 3.3 | Sezioni di sbocco in Adige..... | 13 |
| 3.4 | Bacino 3 (NORD) | 19 |
| 4 | Valutazione delle portate da smaltire- bacini imbriferi..... | 21 |
| 4.1 | Analisi pluviometrica | 21 |
| 4.2 | Trasformazione afflussi – deflussi: aspetti teorici | 22 |
| 4.3 | Calcolo del tempo di corrivazione | 25 |
| 4.4 | Calcolo delle portate relative ai bacini imbriferi | 29 |
| 5 | Calcolo delle portate della carreggiata | 34 |
| 5.1 | Situazione attuale | 35 |
| 5.2 | Situazione di progetto (allargamento carreggiata direzione sud)..... | 38 |
| 6 | Analisi dei risultati..... | 40 |
| 7 | Verifica sezioni critiche | 40 |
| 8 | Verifica idraulica ai sensi del punto 5.1.2.3 del decreto 17-01-2018 (compatibilità idraulica) - VIADOTTO ZUANE | 42 |
| 9 | Conclusioni..... | 47 |

1 Premesse

Con la presente relazione si analizza il sistema di raccolta delle acque piovane relativo alla realizzazione dell'allargamento della carreggiata sud in corrispondenza della salita di Affi compresa tra la progressiva km 201+285 e la progressiva km 203+930. Nel particolare saranno determinate le portate afferenti nei diversi ricettori nelle condizioni attuali, confrontandole poi con quelle derivanti dall'allargamento previsto. In questo bilancio si terrà anche conto dei bacini imbriferi posti a monte dell'autostrada che con il loro contributo vanno a caricare gli stessi ricettori. In base alle portate determinate si valuterà infine l'idoneità degli stessi organi ricettori con particolare riferimento alle sezioni caratteristiche più sollecitate dal passaggio delle acque raccolte.

2 Normativa di riferimento

In Italia tutta la materia relativa al disinquinamento delle acque è regolato dal D.Lgs. n.152 del 03/04/2006 e sue modificazioni.

Tale Legge prevede che le acque possano essere scaricate in fognatura pubblica o nei corpi d'acqua superficiali e, in base alla natura del corpo finale recipiente, debbono essere rispettati certi limiti dei parametri previsti per la tipologia delle acque trattate.

Alcune Regioni in base alle indicazioni previste dal D. Lgs. n.152 del 03/04/2006 e sue modificazioni, hanno fissato dei criteri di dimensionamento da utilizzare nella moderna pianificazione fognaria privilegiando al massimo soluzioni di salvaguardia dell'ambiente.

Attualmente, a livello Europeo, la vecchia normativa DIN 1999 è stata sostituita dalle nuove norme EN 858-1 e EN 858-2 che stabiliscono i criteri dimensionali per la progettazione dei sistemi di disoleazione degli impianti per il trattamento delle acque di scarico provenienti da officine meccaniche, stazioni di rifornimento carburante, autolavaggi, autorimesse, demolitori d'auto e, più in generale, da tutte le superfici impermeabilizzate (coperte e scoperte).

Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale di eventi pluviometrici sulla piattaforma autostradale e sono caratterizzate da elevate concentrazioni di inquinanti. Si constata comunque che dai dati ad oggi disponibili le concentrazioni degli inquinanti contenuti nelle acque di prima pioggia possono variare sensibilmente dal contesto specifico e sono difficilmente correlabili ai principali fattori quali possono essere il traffico, i mezzi che la percorrono, i materiali utilizzati per la realizzazione della viabilità ecc.. Nello spirito del Dlgs152/2006 che demanda alle regioni la stesura di adeguate norme, ma le quali ad oggi non hanno emanato nessuna norma specifica per le acque di prima pioggia relative alla viabilità, si è scelto e dimensionato gli impianti di trattamento in modo da trattenere sensibilmente i consueti inquinanti presenti sulla sede stradale e di seguito elencati:

- SS (Solidi Sospesi)
- TKN (Azoto)
- COD
- Idrocarburi

- Cu
- Pb
- Zn

Come dimostrato da numerosi studi e come riportato “Nelle linee guida per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della Deliberazione vigenti si sono rilevate correlazioni positive, altamente significative, fra le concentrazioni di Solidi Sospesi Totali (SST) e quella dei metalli pesanti (Pb, Zn, Cu), evidenziando come la maggior parte di inquinanti risulta adesa ai Solidi Sospesi Totali”. La rimozione dei SST permette quindi un significativo abbattimento delle sostanze inquinanti.

3 Inquadramento geografico generale

Il tratto autostradale di interesse si sviluppa subito a valle della frazione di Canale (comune di Rivoli Veronese) per raggiungere località Porton in corrispondenza dell'attuale sovrappasso. La sua lunghezza complessiva è di 2645 m.

La carreggiata autostradale, anche nelle condizioni attuali, influenza il naturale deflusso delle acque piovane provenienti dalle aree poste a nord della carreggiata stessa, che sono convogliate in alcuni passaggi puntuali, che sotto passano l'autostrada e che sono stati realizzati in corrispondenza delle linee naturali di deflusso. Va detto tuttavia, che nella parte alta dei bacini non sono sostanzialmente presenti linee di deflusso ben evidenziate (corsi d'acqua, fossati, ecc.) che si trovano invece nelle aree immediatamente a monte della carreggiata. Nelle zone subito a monte della carreggiata si evidenziano infatti 3 impluvi di scorrimento preferenziale che confluiscono in altrettanti tomboni di scarico che consentono all'acqua proveniente dai bacini a monte di raggiungere il vicino Fiume Adige. Come si deduce dalla lettura della tavola "bacini scolanti a monte - utilizzo del suolo", partendo da sud si trova:

- impluvio denominato Valle Grande;
- impluvio denominato Valle Piccola (loc. Zuane Osteria);
- impluvio denominato Fontanelle che raccoglie le acque provenienti da Località Barco e dalla montagna che sovrasta l'abitato di Canale.

Ognuno di questi bacini sarà di seguito brevemente descritto.

La superficie dei diversi bacini è stata determinata partendo dalla cartografia a disposizione ma soprattutto in base ai sopralluoghi effettuati nelle aree interessate. Le visite fatte sul territorio hanno permesso infatti di definire in modo preciso le aree che effettivamente possono contribuire al deflusso nelle sezioni di chiusura, tenendo conto di tutte quelle circostanze, conseguenti agli interventi umani realizzati nel tempo, che di fatto modificano le condizioni naturali di deflusso. I territori di interesse presentano pendenze abbastanza uniformi e moderate (con l'esclusione delle rupi boscate che caratterizzano il bacino 3 - nord) e risultano complessivamente abbastanza urbanizzati con presenza di strade, abitati, terreni coltivati, ma per contro risultano quasi del tutto privi di reti di raccolta (e quindi di convogliamento e concentrazione) per le acque meteoriche.

Nel particolare si sono evidenziate nelle fasce più ad ovest dei bacini (verso il Lago di Garda), parecchie zone che risultano depresse rispetto alle strade esistenti, realizzate in rilevato e che di fatto costituiscono una barriera allo scorrimento superficiale delle acque. Come si vedrà

meglio nel seguito della presente, l'esempio più eclatante di modifica delle naturali condizioni di deflusso, è rappresentato dalla cava di Chiusole compresa teoricamente nel bacino più a nord e che da vita nella parte finale al Rio Fontanelle. Di fatto la profondità e l'estensione degli scavi è tale per cui le aree a monte della cava non possono di fatto incrementare il deflusso che risulta piuttosto raccolto ed invasato nelle grosse depressioni e trattato come in una vasca di laminazione.

In definitiva quindi è apparso più corretto restringere i limiti occidentali dei bacini anche alla luce del fatto che il sottofondo degli stessi è caratterizzato da rocce di tipo calcareo con una notevole capacità di infiltrazione che presuppone una scarsa propensione alla creazione di un eventuale deflusso superficiale.

In sintesi i motivi oggettivi che hanno condotto alla delimitazione dei bacini sono stati:

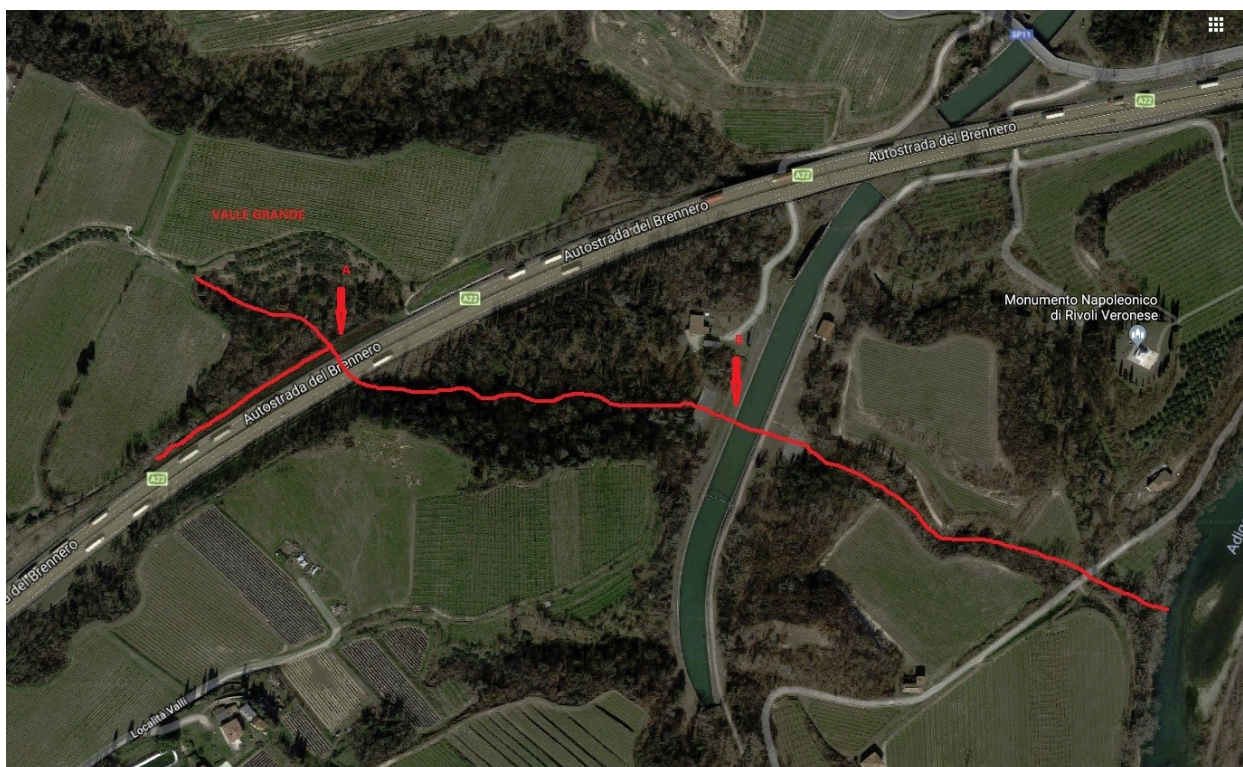
- presenza di opere e manufatti in grado di modificare in naturale deflusso;
- presenza di aree depresse rispetto alla media dei territori;
- sostanziale assenza di una rete di raccolta acque bianche, che suggerisce quindi la notevole capacità di infiltrazione e nel contempo non permette la concentrazione dei deflussi;
- presenza della cava di Chiusole che di fatto costituisce un vaso di laminazione, ipotesi questa confermata dal fatto che l'impluvio risulta visibile solo a valle della cava stessa;

Nei paragrafi successivi si analizzeranno approfonditamente i singoli bacini.

3.1 Bacino 1 (SUD)

Questo bacino presenta una superficie totale di 693.473 mq ed è caratterizzato da territori fondamentalmente pianeggianti (pendenza media dei versanti 5.5 %) destinati per la quasi totalità alla coltivazione. Non si evidenzia la presenza di impluvi ben definiti che raccolgano le acque che in esso si raccolgono con la sola esclusione della zona finale del bacino dove proprio in corrispondenza dell'autostrada si trova un fosso di guardia (canaletta a sezione trapezoidale) a protezione del rilevato stradale. Tale fosso si sviluppa a monte della carreggiata autostradale e va ad intersecare dopo circa 200 metri l'impluvio ben definito che prende il nome di VALLE GRANDE, in corrispondenza della progressiva chilometrica 202+440, punto in cui sottopassa la carreggiata autostradale. La lunghezza complessiva di tale impluvio, misurato a partire da dove esso risulta ben definito subito a valle dell'abitato di Zuane Osteria e fino allo sbocco in Adige a quota 95 m s.l.m., è di circa 800 metri e presenta una pendenza media dell'asta del 11.5 %.

Nell'immagine seguente si riporta una ortofoto con indicato lo sviluppo dell'impluvio.



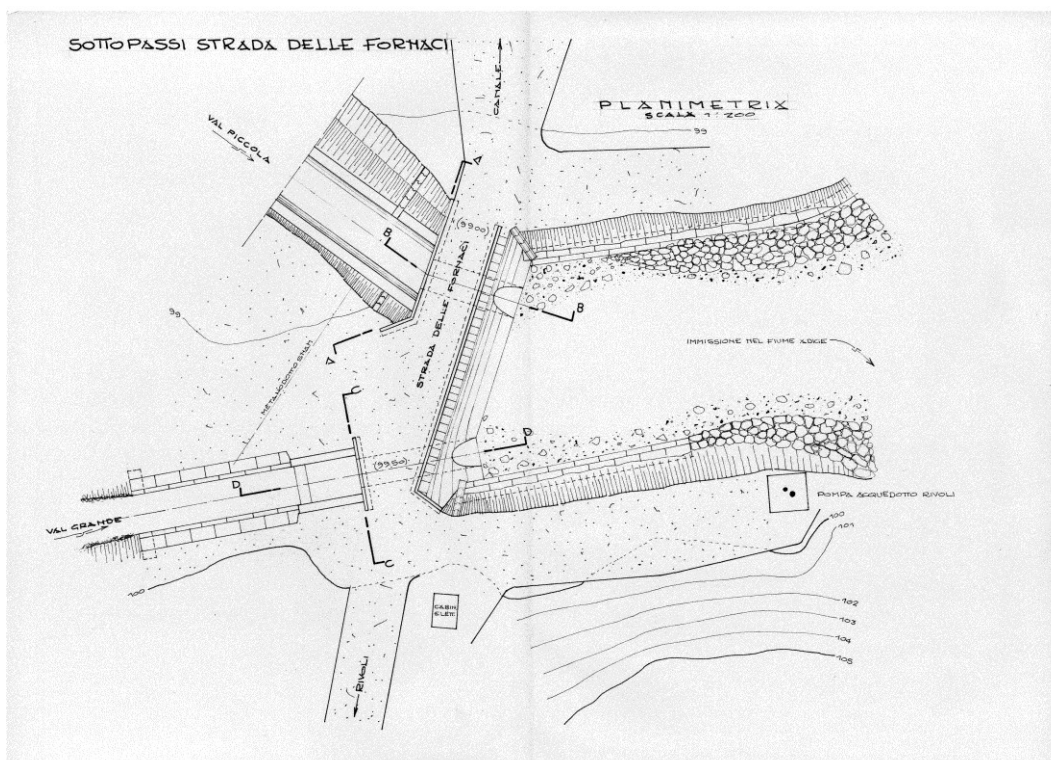
I punti caratteristici di tale impluvio, che potrebbero essere anche i più delicati dal punto di vista idraulico, sono posti in corrispondenza degli attraversamenti della piattaforma autostradale (A) e del canale Biffis (B).

L'attraversamento della carreggiata autostradale (freccia A) è costituito da uno scatolare in cemento armato delle dimensioni interne di 2.50 x 2.00 (h) m (progr. km 202+440), con lunghezza di 41 m e con pendenza del 7.00 %.

Il passaggio sotto il canale BIFFIS (freccia B), dopo circa 180 m dall'attraversamento dell'autostrada, è costituito invece da un manufatto in calcestruzzo armato di forma circolare (e base piana) e diametro interno di 2.00 m, il cui fondo è rivestito con selciatoone (vedi foto seguente).



La lunghezza di tale attraversamento è di poco superiore ai 90 m e presenta una pendenza longitudinale del 4.60 %. Da questo punto in poi l'impluvio si sviluppa a sezione naturale ben definita ed incassata fino allo sbocco in Adige. Poco prima dello sbocco la Valle Grande incrocia, in corrispondenza della pista ciclabile (strada delle Fornaci), l'impluvio della Valle Piccola (bacino 2). Lo sbocco in Adige è a quota di 95 m s.l.m. (vedi estratto disegni tecnici seguenti-Fonte: Hydrodolomiti).



3.2 Bacino 2 (CENTRALE)

Questo bacino presenta una superficie totale di 660.804 mq ed è caratterizzato, nella zona nord, da territori fondamentalmente pianeggianti (pendenza media dei versanti 5.0 %) destinati per la quasi totalità alla coltivazione. Al centro di quest'area si trova il piccolo agglomerato urbano di Zuane Osteria. Questo bacino è attraversato da un impluvio di scorrimento la cui asta si snoda nella parte alta a fianco della S.P. 29A "Degli Olivali" (fosso di guardia), per continuare poi nella zona sud nell'asta principale denominata VALLE PICCOLA.

L'impluvio naturale risulta evidente solo a valle della S.P. n. 11 "della Val d'Adige" ed anzi risulta molto incassato tra pendii boscati piuttosto ripidi e di non facile accesso. La lunghezza complessiva di tale impluvio è di circa 1700 metri mentre la pendenza media dell'asta è del 6.5 %.

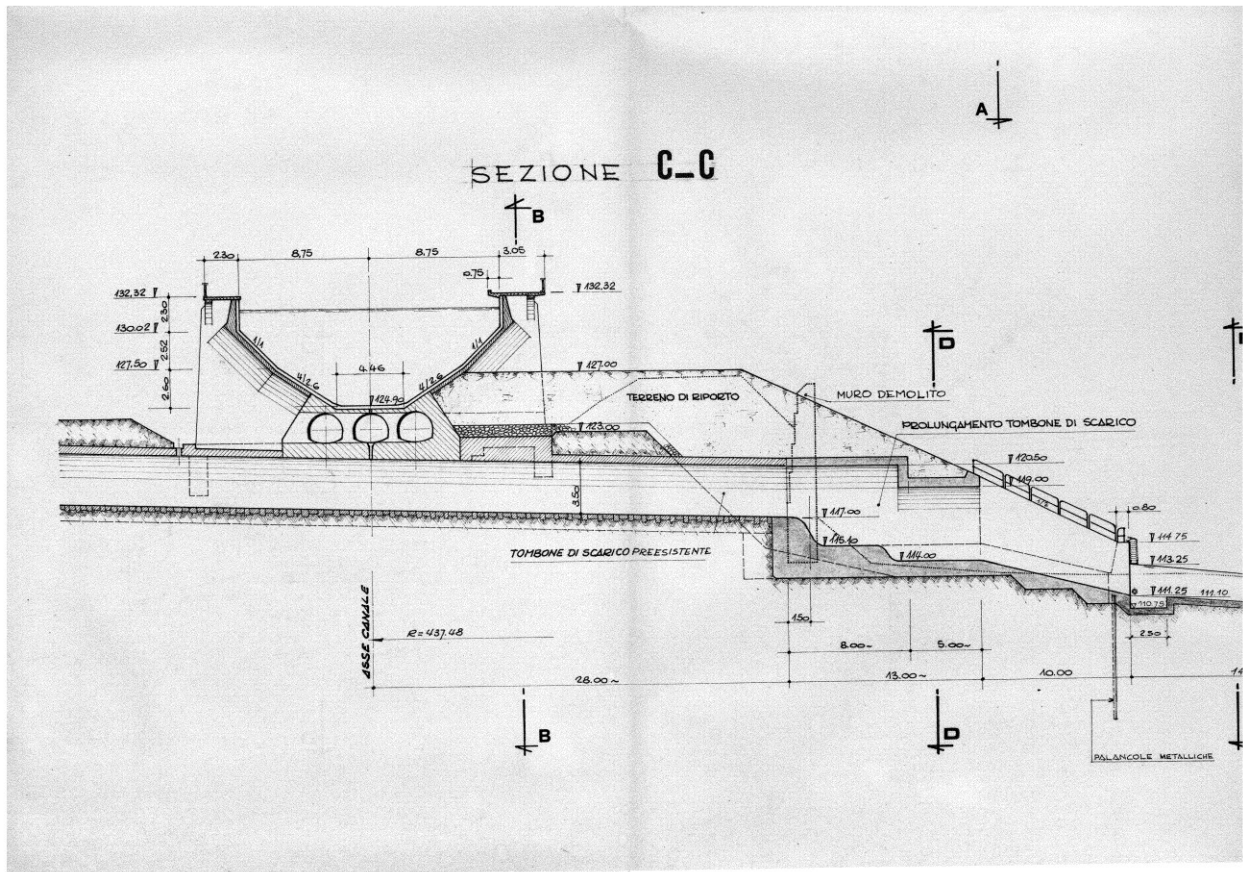
L'ortofoto seguente inquadra complessivamente lo sviluppo della Valle Piccola nel tratto finale a valle della S.P. n. 11.



L'attraversamento della carreggiata autostradale, che in questo punto è su viadotto, avviene a sezione naturale (viadotto delle Zuane) .

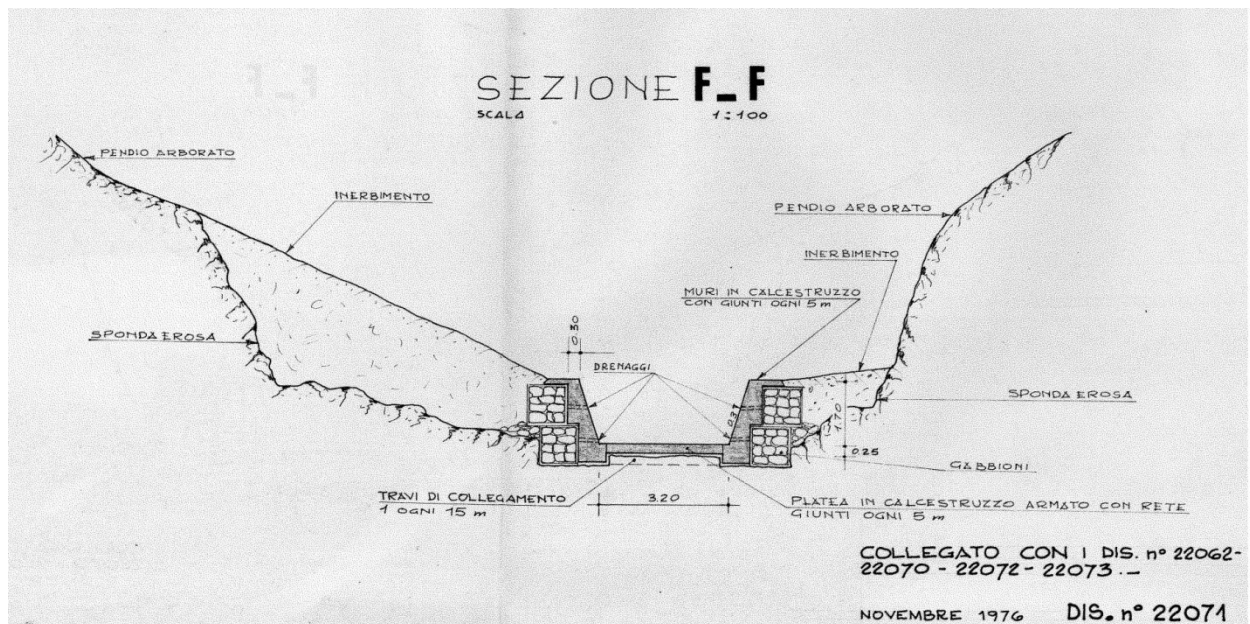
L'attraversamento del canale BIFFIS, il cui sbocco è visibile nella fotografia e nei disegni tecnici sotto riportati, è costituito da un manufatto in calcestruzzo armato della larghezza di 3.00 m ed un'altezza massima di 3.50 m e presenta una pendenza del 3.2 %.

Per completezza si riporta anche la sezione longitudinale di tale attraversamento.



A valle dello sbocco si diparte poi un canale a sezione trapezia visibile nella fotografia seguente e nell'immagine dei disegni tecnici (Fonte: Hydrodolomiti).





Da questo punto in poi l'asta principale risulta a sezione naturale e molto incassata nella montagna, fino allo sbocco in Adige a quota di 95 m s.l.m., riportato nell'immagine seguente, che avviene dopo essersi ricongiunto all'impluvio di Valle Grande (bacino 1 - vedi paragrafo precedente).



3.3 Sezioni di sbocco in Adige

Come già evidenziato al paragrafo precedente 3.1, gli impluvi di Valle Piccola e Valle Grande sottopassano la pista ciclabile subito prima di unirsi in un unico alveo a sezione naturale, poco a monte dello sbocco in Adige vero e proprio. Per completezza di trattazione vengono nel seguito svolte i calcoli idraulici per stabilire se le sezioni dei due condotti in lamiera, siano compatibili col le portate di progetto. Le verifiche sono condotte sia per il tempo di ritorno Tr 50 che per il tempo Tr 100 anni.

Per la verifica di compatibilità idraulica, relativa in particolare al viadotto delle Zuane eseguita in conformità del punto 5.1.2.3 "Compatibilità idraulica" del Decreto 17-01-2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni", si rimanda alla lettura del paragrafo 8 nel quale sono riportati i dati di calcolo e di verifica condotti per un tempo di ritorno di 200 anni. Si rimanda inoltre, per quanto riguarda il calcolo del contributo idrico dovuto ai bacini imbriferi per Tr pari a 200 anni, alla lettura del successivo paragrafo 4.4.

VALLE PICCOLA

Portata di verifica 3016 l/s - Tr 50 anni

Il manufatto di attraversamento è costituito da una tubazione in lamiera ondulata a sezione policentrica ribassata delle dimensioni di 2.42 x 1.71 m preceduta da un canale sagomato della larghezza di 3.20 m e con le sponde inclinate di altezza massima di 1.90 m. Il piano di calpestio della soprastante strada è posizionato a quota di 99.00 m s.l.m. mentre il fondo del condotto di scarico è posta a quota di 96.30 m s.l.m..

Applicando le formule dell'idraulica relative al moto a cielo libero e considerando le perdite di carico dovute al restringimento della sezione nel passaggio dal canale a monte alla tubazione di scarico si è determinato il massimo tirante d'acqua che corrisponde alla portata di dimensionamento che è di poco inferiore ai 70 cm, cui corrisponde un'area bagnata di 2.32 mq ed una velocità di scorrimento di circa 1.30 m/s. La perdita di carico concentrata all'imbocco è stimata in circa 5 cm.

I livelli che si determinano sono quindi posti alle seguenti quote:

canale a monte: $96.30+0.70+0.05=97.05$ m s.l.m.

condotto in lamiera: $96.30+0.70= 97.00$ m s.l.m.

Portata di verifica 3138 l/s - Tr 100 anni

Applicando le stesse modalità di calcolo sopra riportate si determina un tirante d'acqua massimo di poco superiore a 70 cm cui corrisponde un'area bagnata di circa 1.31 mq ed una velocità di scorrimento di 2.40 m/s. La perdita di carico concentrata all'imbocco è stimata ancora una volta di 5 cm. I livelli corrispondenti - canale a monte e condotto in lamiera - sono posti a quota sostanzialmente identica al caso corrispondente a Tr50 anni (le variazioni di portata sono piccole) e sono rispettivamente a 97.07 m s.l.m. ed a quota 97.02 m s.l.m.

VALLE GRANDE

Portata di verifica 4747 l/s - Tr 50 anni

Il manufatto di attraversamento è identico a quello descritto per la valle piccola ed è costituito da una tubazione in lamiera ondulata a sezione policentrica ribassata delle dimensioni di 2.42 x 1.71 m preceduta da un canale sagomato della larghezza di 3.20 m ma con le sponde verticali di altezza massima di 2.30 m. Il piano di calpestio della soprastante strada è posizionato a quota di 99.50 m s.l.m. mentre il fondo del condotto di scarico è posta a quota di 97.20 m s.l.m..

Applicando le formule dell'idraulica relative al moto a cielo libero e considerando le perdite di carico dovute al restringimento della sezione nel passaggio dal canale a monte alla tubazione di scarico si è determinato il massimo tirante d'acqua che corrisponde alla portata di dimensionamento e che vale 1.00 m (cui corrisponde un'area bagnata di 1.98 mq ed una velocità di scorrimento di 2.40 m/s. La perdita di carico concentrata all'imbocco è stimata in circa 4 cm.

I livelli che si determinano sono quindi posti alle seguenti quote:

canale a monte: $96.30+1.00+0.04=97.34$ m s.l.m.

condotto in lamiera: $96.30+1.00= 97.30$ m s.l.m.

Portata di verifica 4896 l/s - Tr 100 anni

Applicando le stesse modalità di calcolo sopra riportate (anche in questo caso le differenze sono minime) si determina un tirante d'acqua massimo di 1.03 m cui corrisponde un'area bagnata di 2.01 mq ed una velocità di scorrimento di 2.44 m/s. La perdita di carico concentrata all'imbocco è stimata ancora in circa 5 cm. I livelli corrispondenti - canale a monte e condotto in lamiera - sono posti a quota 97.38 m s.l.m. ed a quota 97.33 m s.l.m.

CONSIDERAZIONI FINALI

Il calcolo proposto è stato eseguito considerando l'efflusso completamente libero e non rigurgitato assumendo quindi livelli in Adige inferiori alle quote indicate. Nelle condizioni di funzionamento normale le sezioni caratteristiche individuate risultano quindi idonee allo smaltimento dei carichi idrici derivanti dalla piattaforma autostradale (nella situazione con allargamento) e dai bacini idrologici posti a monte, sia con tempo di ritorno di 50 anni che di 100 anni.

Occorre tuttavia prendere in considerazione le diverse situazioni che possono prospettarsi relativamente alla contemporaneità fra il fenomeno di piena nei due piccoli bacini locali (Valle Grande e Valle Piccola) e il fenomeno della piena del bacino dell'Adige, con i conseguenti diversi livelli idrici nell'Adige stesso.

A tale proposito le situazioni di interesse sono le seguenti:

- piena nei due piccoli bacini locali (Valle Grande e Valle Piccola) e assenza di piena nell'Adige;
- piena nei due piccoli bacini locali (Valle Grande e Valle Piccola) e contemporanea piena nell'Adige.

La prima situazione è già stata analizzata in precedenza, e non comporta criticità.

Relativamente alla seconda situazione, occorre premettere che la prospettazione di contemporaneo accadimento della piena $Tr=50$ anni o $Tr=100$ anni sia per i bacini locali sia per l'Adige è evidentemente fortemente cautelativa, in quanto si tratta di eventi corrispondenti a situazioni meteorologiche diverse (precipitazioni estese a livello regionale per l'Adige; scrosci localizzati per i piccoli bacini Valle Grande e Valle Piccola).

Per Tr 50 anni e Tr 100 anni il livello del pelo libero nel fiume Adige è posto ad una quota superiore a 100 m s.l.m.¹ (vedasi la nota alla fine del paragrafo): esso dunque risulta superiore di quasi 3 m al livello del pelo libero dei due piccoli bacini in corrispondenza dei due attraversamenti precedentemente analizzati, per entrambi i tempi di ritorno. Pertanto in tali condizioni le sezioni in corrispondenza dei condotti in lamiera non risultano significative, in quanto lo scarico in Adige avviene a monte delle stesse. Le sezioni dei due corsi d'acqua fino ai punti di confluenza nella condizione di Adige in piena risultano comunque idonee allo smaltimento dei carichi idrici già analizzati.

Nota

A corredo di tali considerazioni si sono reperiti i dati relativi alle zone di esondazione dell'Adige in corrispondenza della sezione di sbocco (Piano Gestione Rischio Alluvioni 2015-2012, Autorità di bacino distrettuale delle Alpi Orientali), sono riportati nelle immagini seguenti. I dati si riferiscono ai livelli di esondazione, espressi in cm misurati a partire dal piano campagna soggetto ad esondazione, e confermano che anche in presenza di eventi non particolarmente significativi (tempo di ritorno 30 anni) la zona di sbocco oggetto di studio, risulta sommersa.

LIVELLO IDRICO ADIGE T30
scala 1:500



LIVELLO IDRICO ADIGE T200
scala 1:500



3.4 Bacino 3 (NORD)

Questo bacino ha una superficie totale di 649.578 mq ed è caratterizzato nella zona nord da ampie superfici di "rupi boscate". Va detto anche che la presenza della cava posizionata sotto il monte Riondolo ha profondamente mutato le condizioni di deflusso, tanto che l'area occupata dalla cava stessa, pur facendo parte topograficamente del bacino afferente, di fatto non contribuisce all'incremento delle portate di calcolo. La pendenza media del bacino, proprio per effetto della presenza della montagna è stimata nel 16 %. All'interno di tale bacino si evidenzia la presenza di un'asta principale di deflusso (rio Fontanelle) che risulta visibile solo a valle delle cave di cui si è detto e presenta una sezione di tipo naturale.

Questo impluvio attraversa, prima di incrociare la carreggiata autostradale, la S.P. 11 "della Val d'Adige, con un manufatto in cemento armato delle dimensioni 1.50 x 1.50 m visibile nella foto seguente.



L'attraversamento della carreggiata autostradale (progressiva 201+600) è costituito da un manufatto cemento armato delle dimensioni di 2.00 x 2.00 il cui sbocco di valle è quello della fotografia seguente. Tale manufatto ha una lunghezza di circa 90.00 m ed una pendenza del 1.11 %.



Da questo punto in poi lo scarico prosegue per qualche metro a sezione naturale per confluire in una tubazione in lamiera ondulata tipo Finsider del diametro interno di 1.40 m che sotto passa la pista ciclabile che si snoda in fregio al fiume Adige (in dx orografica), per terminare poi in Adige. La lunghezza di tale tubazione è di circa 15 m e presenta una pendenza del 5 % circa.

Lo scarico finale è quello riportato nell'immagine seguente.



La lunghezza complessiva di tale impluvio è di circa 1500 metri mentre la pendenza media dell'asta è del 9.9 %.

Poco a valle di questo scarico è visibile un secondo punto di raccolta delle acque della carreggiata autostradale, nel particolare di un tratto di carreggiata nord. Questo scarico risulta del tutto indipendente dalle opere previste in progetto e non subisce alcuna variazione nelle condizioni di raccolta legate alla realizzazione dell'allargamento in direzione sud (vedi schema

idraulico). Per completezza di documentazione si riporta comunque una fotografia del sistema di raccolta e scarico di cui si è detto.



4 Valutazione delle portate da smaltire- bacini imbriferi

Nel presente paragrafo si sviluppano i calcoli per la determinazione delle portate che confluiscono nelle diverse aste prima descritte e che sono date dai contributi dei bacini a monte del nastro autostradale unitamente al contributo dovuto alla carreggiata stradale. Per quest'ultima le portate saranno quantificate nelle condizioni attuali ed anche con la presenza del nuovo allargamento.

Il calcolo prende origine dalla definizione della pioggia e dei volumi di afflusso ad essa corrispondenti, ai quali sarà applicato il modello di trasformazione afflussi/deflussi noto come S.C.S.

4.1 Analisi pluviometrica

L'analisi si basa sull'acquisizione dei parametri "a" ed "n" che definiscono le curve di possibilità pluviometrica

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

dove:

h = altezza precipitazione in mm

t = durata della precipitazione ore

La valutazione del contributo meteorico è stata condotta attraverso la preliminare elaborazione statistica delle piogge intense registrate al pluviografo di Verona, prossimo all'area indagata e caratterizzato da una serie di registrazioni pluviometriche sufficientemente ampia ed aggiornata. Tale studio è stato effettuato nella relazione idrogeologica contenuta all'interno del progetto, cui si fa riferimento per quanto riguarda i valori di a ed n della curva di possibilità climatica. I valori che si riferiscono ad un Tr 200 anni sono calcolati per interpolazione di tipo logaritmico, mancando nello studio già citato, il dato relativo al tempo di ritorno Tr 200 anni. Per i valori di a ed n (calcolati per interpolazione) sono utilizzate le seguenti espressioni:

$$a = 9.121 * \ln(Tr) + 20.909$$

$$n = -0.01 * \ln(Tr) + 0.1958$$

dalle quali si deducono i seguenti valori:

$$a = 69.235$$

$$n = 0.1428$$

Tali dati sono riassunti nella seguente tabella.

| Tr | a | n |
|-----|--------|--------|
| 10 | 41,847 | 0,1745 |
| 20 | 48,279 | 0,1656 |
| 30 | 51,981 | 0,1614 |
| 50 | 56,612 | 0,1569 |
| 100 | 62,861 | 0,1518 |
| 200 | 69,235 | 0,1428 |

Come consuetudine in questo tipo di analisi viene operata una correzione ai coefficienti a ed n per ragguagliare tali parametri alla superficie del bacino imbrifero considerato. Si applica a tal proposito la formula di PUPPINI con la quale si determinano i coefficienti a' ed n' da utilizzare poi nella curva di possibilità pluviometrica.

$$a' = a * (1 - 0.084 * \frac{S}{100} + 0.007 * (\frac{S}{100})^2)$$

$$n' = n + 0.014 * \frac{A}{100}$$

con S espressa in km^2 .

4.2 Trasformazione afflussi – deflussi: aspetti teorici

I modelli di formazione dei deflussi di piena si propongono di rappresentare matematicamente i processi idrologici che si svolgono nel bacino descrivendone il comportamento con un operatore che lega la funzione di distribuzione spazio-temporale delle piogge $i(t,x,y)$ (ingresso del sistema) al corrispondente idrogramma dei deflussi $q(t)$ (risposte del sistema). Una simile corrispondenza come si può intuire non è affatto semplice da esprimere, nel caso più generale,

mediante delle relazioni matematiche. Entrano infatti in gioco un grande numero di variabili aleatorie, quali possono essere:

- le condizioni fisiche del bacino dipendenti da fattori climatici e geomorfologici, nonché dall'intervento dell'uomo;
- la distribuzione spazio-temporale degli eventi meteorici, la quale è difficilmente rilevabile con precisione tale da consentire una buona descrizione del fenomeno.

Da quanto detto si vede l'impossibilità di riprodurre in modo soddisfacente il sistema fisico e quindi di giungere alla definizione matematica del prototipo.

Si può allora introdurre un sistema-modello, il quale, con particolari semplificazioni e prescindendo dall'operatore che lega gli afflussi ai deflussi, riesce a fornire una relazione univoca tra input ed output.

Il processo per la costruzione di un modello matematico comporta la successione di due diversi tipi di operazioni:

- definizione della struttura del modello, cioè del tipo di operatore che collega input-output;
- taratura del modello, ovvero ricerca del valore di determinati parametri in modo che il modello si adatti alla situazione in esame.

I modelli idrologici essenzialmente si possono suddividere in due estreme categorie:

- a) Modelli concettuali (a simulazione particolareggiata)

Questo tipo di modello tenta di riprodurre, nel modo più esatto possibile, i singoli processi che avvengono nel bacino, dalla precipitazione, alla formazione dei deflussi fino alla formazione della piena. Naturalmente questo tipo di modelli ha possibilità di essere applicato a bacini relativamente semplici, quali possono essere bacini urbani con caratteristiche facilmente determinabili.

- b) Modelli deterministici (o sintetici)

Questo tipo di modello prescinde totalmente dai processi che avvengono nel bacino e cerca un legame tra l'ingresso e l'uscita, il quale sia verificato per tutti i casi che soddisfano le ipotesi su cui è basato. In linea generale, comunque, la formazione dei flussi di piena avviene con le seguenti modalità:

- 1) Afflusso diretto: è quella parte di precipitazione che cade continuamente sulle superfici liquide;
- 2) Deflusso superficiale: si forma dopo un certo ritardo dall'inizio delle precipitazioni. Tale ritardo è direttamente collegato all'intensità dell'evapotraspirazione oltreché all'infiltrazione o alle capacità di invaso nel bacino;
- 3) Deflusso ipodermico: si ha quando parte dell'acqua scorre più o meno parallelamente rispetto alla superficie del suolo in uno strato di alcune decine di centimetri;
- 4) Deflusso profondo: riguarda le acque filtranti ed il loro movimento nel bacino. Poiché tale moto avviene molto lentamente, i deflussi profondi raggiungono il collettore con

notevole ritardo rispetto ai deflussi superficiali. Inoltre l'andamento delle portate è molto regolare e non è caratterizzato, in genere, da nessun colmo.

Data, dunque, la diversità con cui le acque superficiali si comportano rispetto a quelle sotterranee, è consuetudine analizzare il fenomeno afflussi/deflussi, durante il fenomeno di piena, separatamente.

Nasce subito il problema di separare, nel volume che defluisce, le sue componenti corrispondenti. D'altra parte, tali componenti dipendono dallo stato di imbibizione del terreno e della sua impermeabilità e dipendono, inoltre, dalla velocità di percolazione nel sottosuolo. Tutti questi fattori sono di difficile determinazione e prevedono una conoscenza del bacino dal punto di vista geomorfologico estremamente puntuale. Assodato, dunque, che componente superficiale e componente profonda contribuiscono in maniera completamente diversa alla formazione della portata di piena, considerando che la componente superficiale è in genere preponderante, si decide di considerare solo quest'ultima nella formazione della piena.

L'idrogramma di piena può suddividersi in tre fasi:

- ramo ascendente (di concentrazione);
- segmento di colmo;
- ramo discendente (di esaurimento).

Tale idrogramma può essere più o meno appiattito a seconda dell'intensità e della durata della pioggia. Se, ad esempio, la precipitazione ha una durata sufficientemente lunga, si possono raggiungere le condizioni di regime (ramo di colmo appiattito) in cui la portata di colmo risulta pari alla portata di deflusso meteorico, defalcato delle "perdite" per infiltrazione ed evapotraspirazione.

E' intuitivo affermare che se la precipitazione (per comodità considerata costante) ha una durata inferiore al tempo di corrivazione del bacino imbrifero t_c , la portata non potrà mai raggiungere il suo massimo.

t_c si definisce come un tempo di corrivazione: con esso si intende il tempo che impiega la pioggia caduta nel punto più lontano del bacino per raggiungere la sezione di chiusura.

Si è già detto che la valutazione delle portate di piena basata sulle precipitazioni note sul bacino idrografico, richiede l'uso delle metodologie con cui viene analizzato il processo di formazione dei deflussi superficiali, ed in particolare di quelle con cui si stima l'I.U.H. dei bacini (idrogramma unitario).

La determinazione di tale grandezza, già molto difficoltosa per i bacini idrografici con numerose osservazioni sperimentali di afflussi e contemporanei deflussi di piena, diventa praticamente impossibile quando tali osservazioni siano poche o manchino del tutto, per cui nel nostro caso, per la soluzione del problema, si deve necessariamente ricorrere a metodi più approssimati, che prendono lo spunto da alcuni risultati forniti dai metodi idrologici della corrivazione e dell'invaso.

Secondo il metodo della corrivazione, la portata massima di un bacino dovuta a precipitazioni di intensità costante si ha per eventi di durata pari al tempo di corrivazione t_c .

Indicando con h l'altezza di precipitazione di durata t_c e con ϕ il coefficiente di deflusso (rapporto tra l'altezza della pioggia netta h_e e l'altezza totale di pioggia h), nell'ipotesi che il fenomeno piovoso abbia intensità costante:

$$i = h_e / t_c = \phi h / t_c$$

la portata massima Q_{max} vale:

$$Q_{max} = \phi h / t_c S$$

avendo indicato con S la superficie totale del bacino imbrifero.

In realtà però la portata Q_{max} sarà più piccola a causa della laminazione esercitata all'interno del bacino imbrifero e per tener conto di ciò, si applicherà un coefficiente $\varepsilon < 1$ - coefficiente di laminazione - che terrà conto delle caratteristiche del bacino (superficie, pendenza dei versanti, sviluppo della rete idrografica, natura dei terreni, etc.). Si scriverà, perciò:

$$Q_{max} = \phi \varepsilon h / t_c S$$

Com'è agevole rendersi conto la stima di ε è estremamente difficile e costituisce un ulteriore elemento di incertezza che va ad aggiungersi a quelli connessi con la valutazione di ϕ e t_c .

Una indicazione sui valori da attribuire ad ε si può tuttavia avere, se si fanno alcune ipotesi circa la forma dell'onda di piena e se si ritiene che il processo con cui si attua la laminazione degli afflussi meteorici nel bacino sia descrivibile dal modello dell'invaso lineare.

Da studi compiuti dal Giandotti su diversi bacini, è risultato che per bacini impermeabili di estensione dell'ordine dei 100 km², si può ammettere che le onde di piena siano sostanzialmente simmetriche rispetto al colmo e che il valore di ε sia pari a 0.80.

4.3 Calcolo del tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua caduta nel punto più lontano del bacino considerato per raggiungere la sezione di chiusura del bacino stesso. In altri termini il tempo di corrivazione è lo stesso che deve avere la precipitazione per caricare al massimo la rete di raccolta, posto che una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione fa sì che tutto il bacino contribuisca al deflusso superficiale.

Per calcolare il tempo di corrivazione si è fatto riferimento alle numerose formule presenti in letteratura e valide per bacini di piccole dimensioni, quali appunto quelli oggetto di verifica.

Le formule utilizzate sono le seguenti.

Formula di PEZZOLI

$$T_c = 0.055 * \frac{L}{i^{0.5}}$$

dove:

Tc espresso in ore

L= lunghezza asta principale estesa fino allo spartiacque (km)

i= pendenza media dell'asta principale.

Formula di MERLO-TOURNON

$$T_c = 0.396 * \frac{L}{\sqrt{i}} * \left(\frac{A * \sqrt{i}}{L^2 * \sqrt{i_m}} \right)^{0.72}$$

dove:

Tc espresso in ore

L= lunghezza asta principale estesa fino allo spartiacque (km)

A= area del bacino in kmq

i_m= pendenza media del bacino

i= pendenza media dell'asta principale.

Formula di PASINI

$$T_c = \frac{24 * 0.045 * \sqrt[3]{A * L}}{\sqrt{i} * 100}$$

dove:

Tc espresso in ore

L= lunghezza asta principale estesa fino allo spartiacque (km)

A= area del bacino in kmq

i= pendenza media dell'asta principale.

Formula di KIRPICH

$$T_c = \frac{0.95 * L^{1.155}}{(H_{max} - H_{min})^{0.385}}$$

dove:

Tc espresso in ore

L = lunghezza dell'asta principale

Hmax - Hmin dislivello tra il punto spartiacque e la sezione di chiusura espresso in metri.

Formula di VENTURA

$$T_c = 0.1272 * \sqrt{\frac{A}{i}}$$

dove:

Tc espresso in ore

A= area del bacino in kmq

i= pendenza media dell'asta principale.

Il calcolo è stato effettuato per ognuno dei tre bacini con le varie formule, con l'ausilio di un foglio excel, i cui risultati sono riportati nelle seguenti tabelle. Il tempo di corrivazione utilizzato nei successivi calcoli è stato assunto come media dei risultati delle diverse formule. Per quanto riguarda la determinazione del tempo di corrivazione con il metodo SCS si rimanda alla lettura dei paragrafi seguenti dove si tratta, nello specifico, il metodo stesso.

Bacino 1 (sud)

| Calcolo tempo di corrivazione | | | | |
|-------------------------------|----------------------|--|--------------|--------------|
| Formula di calcolo | T.corrivazione (ore) | | | |
| | CN I | | CN=CN II | CN III |
| Pezzoli | 0,324 | | 0,324 | 0,324 |
| Merlo-Tournon | 1,025 | | 1,025 | 1,025 |
| Pasini | 0,417 | | 0,417 | 0,417 |
| Kirpich | 0,253 | | 0,253 | 0,253 |
| Ventura | 0,397 | | 0,397 | 0,397 |
| S.C.S. | 2,074 | | 1,238 | 0,799 |
| MEDIA | 0,748 | | 0,609 | 0,536 |

Bacino 2 (centrale)

| Calcolo tempo di corrivazione | | | | | |
|-------------------------------|----------------------|--|--------------|--|--------------|
| Formula di calcolo | T.corrivazione (ore) | | | | |
| | CNI | | CN=CN II | | CN III |
| Pezzoli | 0,372 | | 0,372 | | 0,372 |
| Merlo-Tournon | 1,002 | | 1,002 | | 1,002 |
| Pasini | 0,445 | | 0,445 | | 0,445 |
| Kirpich | 0,282 | | 0,282 | | 0,282 |
| Ventura | 0,409 | | 0,409 | | 0,409 |
| S.C.S. | 2,257 | | 1,371 | | 0,893 |
| MEDIA | 0,794 | | 0,647 | | 0,567 |

Bacino 3 (nord)

| Calcolo tempo di corrivazione | | | | | |
|-------------------------------|----------------------|--|--------------|--|--------------|
| Formula di calcolo | T.corrivazione (ore) | | | | |
| | CNI | | CN=CN II | | CN III |
| Pezzoli | 0,257 | | 0,257 | | 0,257 |
| Merlo-Tournon | 0,655 | | 0,655 | | 0,655 |
| Pasini | 0,338 | | 0,338 | | 0,338 |
| Kirpich | 0,156 | | 0,156 | | 0,156 |
| Ventura | 0,326 | | 0,326 | | 0,326 |
| S.C.S. | 0,940 | | 0,583 | | 0,393 |
| MEDIA | 0,445 | | 0,386 | | 0,354 |

4.4 Calcolo delle portate relative ai bacini imbriferi

Per la determinazione delle portate, nel caso di interesse, sarà utilizzato il metodo S.C.S. (Soil Conservation Service).

Concettualmente analogo al Metodo Razionale, questo metodo è stato inizialmente sviluppato per bacini agricoli ma, con una più articolata differenziazione delle caratteristiche della copertura forestale rispetto alla versione originale, può essere utilizzato efficacemente anche a casi analoghi a quello di studio per la ricostruzione delle portate di piena.

Il metodo S.C.S. viene largamente usato negli USA come procedura per la ricostruzione delle piene in piccoli bacini. Le caratteristiche idrologiche del bacino vengono sintetizzate nella definizione di un unico parametro CN che individua una relazione tra la precipitazione ed il corrispondente volume di deflusso. Il metodo può essere usato per lo studio di bacini di superficie non superiore a 15 – 20 km², nei quali la risposta è più immediata e l'insieme delle

$$\frac{V}{Pn} = \frac{W}{S}$$

caratteristiche idrologiche può essere più facilmente espresso, come valore medio, da pochi parametri.

Il metodo si basa sull'ipotesi che sia sempre rispettata la relazione:

dove:

V = volume di deflusso superficiale (mm)

Pn= pioggia netta (mm)

S = contenuto idrico massimo del suolo o infiltrazione potenziale(mm)

W = contenuto idrico del suolo (mm)

La pioggia netta (efficace, cioè quella in grado di produrre deflusso) Pn si ottiene detraendo dalla pioggia totale P (altezza di pioggia) le perdite iniziali l_a del sistema idrologico; essa si distribuisce completamente tra volume di deflusso (V) e contenuto idrico del suolo (W):

$$Pn = P - l_a = W + V.$$

Il parametro P rappresenta l'altezza massima di pioggia ricavata dall'applicazione della relazione $h = at^n$ dove a ed n per i diversi tempi di ritorno sono stati desunti dai dati contenuti nel P.A.I.

Le perdite iniziali (l_a), in base a riscontri sperimentali, sono correlate con il contenuto idrico massimo S del suolo mediante la relazione:

$$Ia = 0.2xS$$

Dove per S è verificato essere più corretto adottare valori per le perdite iniziali rientranti nell'intervallo compreso tra 5 – 10 mm.

$$V = \frac{(P - 0.2xS)^2}{P + 0.8xS}$$

Combinando le varie relazioni si ottiene:

Per il calcolo del parametro S è stato introdotto un nuovo parametro CN (Curve Number) che, calcolato sulla base dei parametri geo-pedologici e vegetazionali del bacino, rappresenta l'attitudine di questo a produrre deflusso.

$$CN = 25400 / (254 + S)$$

da cui:

$$S = 25.4x\left(\frac{1000}{CN} - 10\right)$$

Per la determinazione di CN, e del coefficiente di deflusso C, si distinguono anzitutto quattro categorie di suoli, così come di seguito riportato.

Classificazione idrogeologica dei suoli in base alle caratteristiche stratigrafiche e tessiturali dei depositi

GRUPPO A

Bassa capacità di deflusso. Suoli con elevata infiltrabilità anche quando saturi; sabbie e ghiaie profonde ben drenate. Notevole conducibilità idrica.

GRUPPO B

Suoli con moderata infiltrabilità se saturi. Discretamente drenati e profondi, tessitura medio grossa e conducibilità idrica non molto elevata.

GRUPPO C

Suoli con bassa infiltrabilità se saturi. Hanno per lo più uno strato che impedisce un movimento dell'acqua verso il basso, oppure hanno tessitura medio fine e bassa infiltrabilità e conducibilità idrica.

GRUPPO D

Capacità di deflusso elevata. Suoli con infiltrabilità ridottissima se saturi. Sono suoli ricchi di argilla con capacità rigonfianti, suoli con strati di argilla presso la superficie, suoli poco profondi su substrati impermeabili. Conducibilità idrica estremamente bassa.

I bacini in esame sono contraddistinti da suoli con moderata infiltrabilità se saturi, discretamente drenati con tessitura medio grossa e conducibilità idrica non molto elevata e quindi ascrivibili al "Gruppo B".

Questo valore deve essere poi corretto per tenere conto del grado di saturazione del terreno all'inizio dell'evento (AMC), considerato che i valori originari sono sempre riferiti a condizioni di umidità del terreno corrispondenti al CN(II)

| CN | Precipitazione P caduta nei 5 gg precedenti l'evento in esame | |
|-----|---------------------------------------------------------------|-------------------|
| | Periodo vegetativo | Riposo vegetativo |
| I | P<35 mm | P<13 mm |
| II | 35 mm<P<53 mm | 13 mm<P<28 mm |
| III | P>53 mm | P > 28 mm |

Le espressioni dei valori di CN per le varie classi prima definite sono le seguenti:

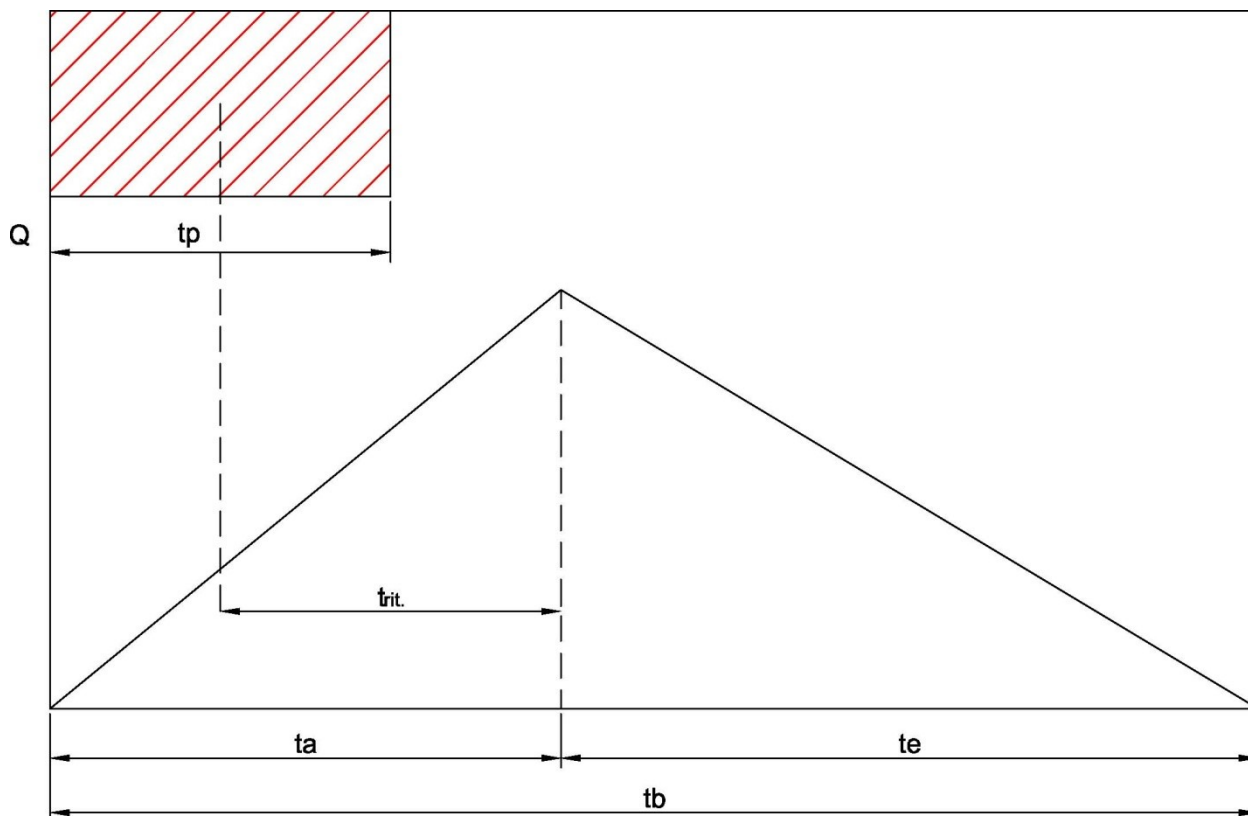
CLASSE I $CN(I)=4.2*CN(II)/(10-0.058*CN(II))$

CLASSE II $CN(II)$

CLASSE III $CN(III)=23*CN(II)/(10+0.13*CN(II))$

Applicando il metodo (SCS) sopra esposto, si determina la pioggia efficace (quella cioè in grado di produrre deflusso) calcolata per diversi Tr pari a 50 e 100 anni per ognuno dei bacini considerati.

Per il calcolo della portata al colmo si è considerato un idrogramma approssimato di forma triangolare rappresentato nella figura seguente.



Tale diagramma è composto da una fase crescente di durata t_a ed una fase di esaurimento di durata t_e , il cui volume ha la seguente espressione:

$$V = \frac{Q}{2} * (t_a + t_e) = \frac{Q}{2} * t_b$$

Indicando con t_b la durata dell'evento di piena.

E' stato stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico pari al 37,5% del volume totale V di deflusso, per cui è possibile legare il valore di t_a e di t_b con la seguente relazione

$$0.375 * \frac{Q}{2} * (t_b) = \frac{Q}{2} * (t_a)$$

Da cui

$$t_b = 2.67 * t_a$$

La determinazione di t_a , nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata t_p ed avendo indicato con t_{rit} il tempo di ritardo tra il baricentro dell'istogramma ed il picco dell'idrogramma triangolare, si effettua con la seguente relazione

$$t_a = 0.5 * t_p + t_{rit}$$

Il tempo di ritardo può essere espresso con la formula di Mockus:

$$t_{rit} = 0.342 * \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} * \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

Dove si è indicato:

s pendenza del bacino espressa in %

L lunghezza dell'asta principale del bacino espressa in km

CN è il coefficiente medio dell'intero bacino.

Poiché la precipitazione critica per il bacino è quella che ha una durata pari al tempo di corrivazione t_c , la durata dell'evento meteorico di riferimento t_p viene imposta pari a t_c .

Il tempo di corrivazione è correlato al tempo di ritardo attraverso la seguente relazione

$$\frac{t_{rit}}{t_c} = 0.6$$

Il calcolo del tempo di corrivazione con il metodo SCS viene quindi espresso con la seguente equazione.

$$T_c = \frac{0.00227 * L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{\sqrt{iv}}$$

dove:

Tc = tempo di corrivazione in ore

L = lunghezza dell'asta principale in metri

CN = "curve number) adimensionale

iv = pendenza media dei versanti in %

L'applicazione del metodo indicato, con l'ausilio di un foglio di calcolo consente di determinare le portate al colmo per diversi tempi di ritorno. Come richiesto dai competenti uffici regionali i

tempi di ritorno assunti saranno pari a 50 e 100 anni. Il dato relativo al Tr 200 anni sarà utilizzato per le verifiche idrauliche relative al viadotto delle Zuane al di sotto del quale scarica il bacino n. 2. Come si vedrà nel seguito anche le portate di competenza della carreggiata saranno determinate anche per questo tempo di ritorno per la successiva verifica dello scorrimento sotto lo stesso viadotto e quindi considerando i contributi dei tratti che effettivamente scaricano nell'impluvio di interesse.

I risultati del calcolo sono riportati sinteticamente nelle tabelle seguenti, relative ai tre bacini considerati per i diversi tempi di ritorno.

| TABELLA RIEPILOGATIVA DELLE PORTATE | | | |
|--------------------------------------------|-------------|-------------------|---------------|
| Tr = 50 anni | CN I | CN II = CN | CN III |
| BACINO 1 | 3 | 555 | 2708 |
| BACINO 2 | 6 | 427 | 2210 |
| BACINO 3 | 5 | 982 | 4591 |

| TABELLA RIEPILOGATIVA DELLE PORTATE | | | |
|--------------------------------------------|-------------|-------------------|---------------|
| Tr = 100 anni | CN I | CN II = CN | CN III |
| BACINO 1 | 2 | 790 | 3345 |
| BACINO 2 | 0 | 614 | 2739 |
| BACINO 3 | 4 | 1407 | 5699 |

| TABELLA RIEPILOGATIVA DELLE PORTATE | | | |
|--------------------------------------------|-------------|-------------------|---------------|
| Tr = 200 anni | CN I | CN II = CN | CN III |
| BACINO 1 | 19 | 1068 | 4049 |
| BACINO 2 | 9 | 837 | 3323 |
| BACINO 3 | 39 | 1923 | 6952 |

Nelle successive verifiche saranno considerate le portate relative al CN II che inquadra una condizione di deflusso media.

5 Calcolo delle portate della carreggiata

Il calcolo delle portate delle acque meteoriche è stato effettuato utilizzando i parametri a ed n della curva di possibilità climatica $h=a*t^n$ relativi alla stazione pluviografica di Verona. Tali parametri sono stati calcolati per un tempo di ritorno TR pari a 50 anni, parametro idoneo per la progettazione delle opere previste, tuttavia per completezza di trattazione il calcolo viene svolto anche per Tr di 100 anni e per Tr 200 anni (in quest'ultimo caso si dovranno considerare di interesse solo le portate dei tratti che scaricano al di sotto del viadotto Zuane).

La valutazione del contributo meteorico è stata condotta attraverso la preliminare elaborazione statistica delle piogge intense registrate al pluviografo di Verona, prossimo all'area indagata e caratterizzato da una serie di registrazioni pluviometriche sufficientemente ampia ed aggiornata. Tale studio è stato effettuato nella relazione idrogeologica contenuta all'interno del progetto, cui si fa riferimento per quanto riguarda i valori di a ed n della curva di possibilità climatica (come già indicato nei paragrafi precedenti).

Tali dati sono riassunti nuovamente per maggiore facilità di lettura, nella seguente tabella.

| Parametri a ed n della curva di possibilità climatica | | |
|-----------------------------------------------------------|-------------------------------------------|--------------------|
| <i>Tempo di ritorno</i> Tr (anni) | <i>Costante a</i> (mm/h ⁿ) | <i>esponente n</i> |
| 50 | 56,612 | 0,1569 |
| 100 | 62,861 | 0,1518 |
| 200 | 69,235 | 0,1428 |

5.1 Situazione attuale

La determinazione della portata meteorica è stata condotta con il metodo cinematico o razionale.

Il modello presuppone che la massima portata si realizzi quando l'intera superficie S del bacino contribuisca alla formazione della portata di piena, ovvero quando l'evento meteorico sia di durata pari almeno al tempo di corrivazione¹.

In questo caso l'idrogramma di piena ha la forma triangolare isoscele, ed un'altezza pari a:

$$Q_{\max} = \frac{\phi \times S \times h}{t_c}$$

Inserendo la superficie S in Km², l'altezza di pioggia h in metri, e la durata dell'evento di pioggia in ore, si ottiene la portata massima in m³/s:

$$Q_{\max} = 278 \frac{\phi \times S \times h}{t_c} \quad (1)$$

I coefficienti di deflusso ϕ assunti nella presente analisi sono i seguenti:

- $\phi=0,9$ per la piattaforma stradale

¹ Il tempo di corrivazione è il tempo impiegato dalla goccia d'acqua a percorrere la distanza che intercorre tra il punto di caduta idraulicamente più lontano e la sezione di chiusura del bacino.

- $\phi=0,5$ per le superfici delle scarpate laterali.

L'altezza di pioggia h è stata determinata utilizzando l'equazione di possibilità pluviometrica rappresentata dalla seguente espressione:

$$h = 56,612 \times t^{0,1569}$$

valida per un tempo di ritorno $Tr = 50$ anni.

Il tempo di corrivazione per la pavimentazione stradale è stato determinato con la seguente espressione, utilizzata per la verifica di cunette e fossi di guardia (Civil Engineering Department dell'Università del Maryland – 1971):

$$t_c = 26.3 \times \frac{\left(\frac{L}{k_s}\right)^{0.6}}{j^{0.4} \times i^{0.3}} \quad (2)$$

in cui:

- t_c tempo di corrivazione, in secondi;
- L lunghezza della cunetta o della superficie scolante, in m;
- k_s coefficiente di Gauckler-Strickler, in $m^{1/3}/s$;
- j intensità di precipitazione, in m/ora;
- i pendenza media della superficie scolante.

Fissato un tempo di pioggia di tentativo t_p e quindi un'intensità di pioggia j , si ricava un tempo di corrivazione t_c fino a determinare un valore $t_p = t_c$, tempo con il quale si determina la portata di progetto.

La portata viene quindi calcolata tratto per tratto con l'ausilio di un foglio excel i cui risultati sono sinteticamente riportati nelle tabelle seguenti:

Tr 50 anni

| STATO ESISTENTE | | | | | | |
|-----------------|------------------|------------------|----------------------------------|-----------------|--------------------------------|-------------------|
| TRATTO | LUNGHEZZA (m) | LARGHEZZA (m) | SUPERFICIE (Km ²) | PENDENZA (%) | TEMPO DI CORRIVAZIONE (ore) | PORTATA (m3/s) |
| 1 | 154,5 | 23 | 0,0035535 | 0,47 | 0,07 | 0,45242 |
| 2 | 735 | 23 | 0,016905 | 3 | 0,13 | 1,33326 |
| 3 | 375 | 23 | 0,008625 | 3,6 | 0,07 | 1,21914 |
| 4 | 210 | 23 | 0,00483 | 3,6 | 0,04 | 1,06007 |
| 5 | 231,9 | 23 | 0,0053337 | 3,68 | 0,04 | 1,09554 |
| 6 | 98,12 | 23 | 0,00225676 | 3,46 | 0,02 | 0,87154 |
| 7 | 98 | 23 | 0,002254 | 3,3 | 0,02 | 0,85883 |
| 8 | 67 | 23 | 0,001541 | 3,6 | 0,01 | 0,80746 |
| 9 | 120 | 23 | 0,00276 | 3,7 | 0,02 | 0,93983 |
| 10 | 480 | 23 | 0,01104 | 3,57 | 0,08 | 1,28721 |

Tr 100 anni

| STATO ESISTENTE | | | | | | |
|-----------------|------------------|------------------|----------------------------------|-----------------|--------------------------------|-------------------|
| TRATTO | LUNGHEZZA (m) | LARGHEZZA (m) | SUPERFICIE (Km ²) | PENDENZA (%) | TEMPO DI CORRIVAZIONE (ore) | PORTATA (m3/s) |
| 1 | 154,5 | 23 | 0,0035535 | 0,47 | 0,07 | 0,52662 |
| 2 | 735 | 23 | 0,016905 | 3 | 0,12 | 1,55018 |
| 3 | 375 | 23 | 0,008625 | 3,6 | 0,06 | 1,41950 |
| 4 | 210 | 23 | 0,00483 | 3,6 | 0,04 | 1,23558 |
| 5 | 231,9 | 23 | 0,0053337 | 3,68 | 0,04 | 1,27673 |
| 6 | 98,12 | 23 | 0,00225676 | 3,46 | 0,02 | 1,01722 |
| 7 | 98 | 23 | 0,002254 | 3,3 | 0,02 | 1,00239 |
| 8 | 67 | 23 | 0,001541 | 3,6 | 0,01 | 0,94311 |
| 9 | 120 | 23 | 0,00276 | 3,7 | 0,02 | 1,09661 |
| 10 | 480 | 23 | 0,01104 | 3,57 | 0,08 | 1,49806 |

5.2 Situazione di progetto (allargamento carreggiata direzione sud)

Con lo stesso metodo concettuale adottato per la situazione attuale si è poi calcolata la portata derivante dalla realizzazione dell'allargamento della carreggiata in direzione sud (con conseguente aumento delle superfici captate) i cui risultati sono sinteticamente riportati nelle tabelle seguenti, valide rispettivamente per Tr 50 anni e Tr 100 anni:

Tr 50 anni

| PROGETTO ALLARGAMENTO CARREGGIATA DIREZIONE SUD | | | | | | |
|-------------------------------------------------|------------------|------------------|----------------------------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|
| TRATTO | LUNGHEZZA (m) | LARGHEZZA (m) | SUPERFICIE (Km ²) | PENDENZA (%) | TEMPO DI CORRIVAZIONE (ore) | PORTATA (m ³ /s) |
| 1 | 154,5 | 4,19 | 0,000647355 | 0,47 | 0,07 | 0,08262 |
| 2 | 735 | 3,76 | 0,0027636 | 3 | 0,13 | 0,21796 |
| 3 | 375 | 4 | 0,0015 | 3,6 | 0,07 | 0,21202 |
| 4 | 210 | 3,5 | 0,000735 | 3,6 | 0,04 | 0,16132 |
| 5 | 231,9 | 3,5 | 0,00081165 | 3,68 | 0,04 | 0,16671 |
| 6 | 98,12 | 3,5 | 0,00034342 | 3,46 | 0,02 | 0,13263 |
| 7 | 113 | 3,5 | 0,0003955 | 3,3 | 0,02 | 0,13835 |
| 8 | 67 | 7,25 | 0,00048575 | 3,6 | 0,01 | 0,25452 |
| 9 | 120 | 14,75 | 0,00177 | 3,7 | 0,02 | 0,60272 |
| 10 | 480 | 14,75 | 0,00708 | 3,57 | 0,08 | 0,82550 |

Tr 100 anni

| PROGETTO ALLARGAMENTO CARREGGIATA DIREZIONE SUD | | | | | | |
|-------------------------------------------------|------------------|------------------|----------------------------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|
| TRATTO | LUNGHEZZA (m) | LARGHEZZA (m) | SUPERFICIE (Km ²) | PENDENZA (%) | TEMPO DI CORRIVAZIONE (ore) | PORTATA (m ³ /s) |
| 1 | 154,5 | 4,19 | 0,000647355 | 0,47 | 0,07 | 0,09617 |
| 2 | 735 | 3,76 | 0,0027636 | 3 | 0,12 | 0,25342 |
| 3 | 375 | 4 | 0,0015 | 3,6 | 0,06 | 0,24687 |
| 4 | 210 | 3,5 | 0,000735 | 3,6 | 0,04 | 0,18802 |
| 5 | 231,9 | 3,5 | 0,00081165 | 3,68 | 0,04 | 0,19428 |
| 6 | 98,12 | 3,5 | 0,00034342 | 3,46 | 0,02 | 0,15479 |
| 7 | 113 | 3,5 | 0,0003955 | 3,3 | 0,02 | 0,16148 |
| 8 | 67 | 7,25 | 0,00048575 | 3,6 | 0,01 | 0,29728 |
| 9 | 120 | 14,75 | 0,00177 | 3,7 | 0,02 | 0,70326 |
| 10 | 480 | 14,75 | 0,00708 | 3,57 | 0,08 | 0,96071 |

6 Analisi dei risultati

Nel presente paragrafo vengono riassunti i risultati ottenuti dallo svolgimento dei calcoli.

Gli stessi dati sono riportati nella tavola grafica allegata alla presente che riporta gli schemi idraulici prima e dopo l'intervento di realizzazione dell'allargamento della carreggiata in direzione sud. Nella situazione di progetto si è evidentemente tenuto conto della diversa modalità di scarico, rispetto alla situazione attuale, che tiene conto della realizzazione degli impianti di trattamento.

Portate con Tr 50 anni

| | Situazione attuale (Q in l/s) | Situazione di progetto (Q in l/s) |
|---------------|-------------------------------|-----------------------------------|
| VALLE GRANDE | 4064+382=4446 | 4365+382=4747 (+6.77%) |
| VALLE PICCOLA | 1968+305=2273 | 2711+305=3016 (+29.61 %) |
| FONTANELLE | 573+458=1031 | 1744+458=2202 (+220.37 %) |

Portate con Tr 100 anni

| | Situazione attuale (Q in l/s) | Situazione di progetto (Q in l/s) |
|---------------|-------------------------------|-----------------------------------|
| VALLE GRANDE | 4064+531=4595 | 4365+531=4896 (+6.55%) |
| VALLE PICCOLA | 1968+427=2395 | 2641+427=3138 (+28.10 %) |
| FONTANELLE | 573+667=1240 | 1744+667=2411 (+200.08 %) |

7 Verifica sezioni critiche

Verranno analizzate le condizioni di deflusso nelle sezioni critiche evidenziate, che sinteticamente possono così essere riassunte (procedendo da sud in direzione nord):

Valle Grande: scatolare 2.50 x 2.00(h) - L 41.00 m - P 7 % (sottopasso autostrada)

tubazione cls diam. 2000 - L 90.00 m - P 4.60 % (sottopasso BIFFIS)

Valle Piccola: manufatto cls 3.00 x 3.50 (h) - L 60.00 m - P 3.2 % (sottopasso BIFFIS)

canale a sezione trapezia a valle del sottopasso P 4.50 %

Fontanelle: scatolare 2.00 x 2.00 m - L 90.00 m - P 1 % (sottopasso autostrada)

tubo tipo FINSIDER diam. 1400 - L 15.00 m - P 8% (sottopasso pista ciclabile)

La verifica idraulica delle sezioni è eseguita applicando le formule dell'idraulica relative ai moti non in pressione all'interno di condotte, manufatti in c.a e canali a cielo aperto.

In generale le sezioni non presentano alcun problema a garantire il deflusso delle portate incrementate dalla realizzazione della terza corsia, così come confermato dai calcoli i cui risultati sono riportati di seguito e che si riferiscono ad un **tempo di ritorno Tr 50 anni**:

Valle Grande: Portata da smaltire di 4747 l/s

scatolare 2.50 x 2.00(h) - L 41.00 m - P 7 % (sottopasso autostrada)

tirante d'acqua all'interno del manufatto di circa 50 cm;

tubazione cls diam. 2000 - L 90.00 m - P 4.60 % (sottopasso BIFFIS)

percentuale di riempimento del 45-50 %

Valle Piccola: Portata da smaltire di 3016 l/s

manufatto cls 3.00 x 3.50 (h) - L 60.00 m - P 3.2 % (sottopasso BIFFIS)

tirante d'acqua all'interno del manufatto di circa 45 cm;

canale a sezione trapezia a valle del sottopasso P 4.50 %

tirante d'acqua nel canale di circa 45-50 cm

Fontanelle: Portata da smaltire di 2202 l/s

scatolare 2.00 x 2.00 m - L 90.00 m - P 1 % (sottopasso autostrada)

tirante d'acqua all'interno del manufatto di circa 35 cm;

tubo tipo FINSIDER diam. 1400 - L 15.00 m - P 8% (sottopasso pista ciclabile)

percentuale di riempimento del 40 %

Per completezza di trattazione si riportano anche le verifiche condotte con il **tempo di ritorno Tr 100 anni**, di seguito riportate:

Valle Grande: Portata da smaltire di 4896 l/s

scatolare 2.50 x 2.00(h) - L 41.00 m - P 7 % (sottopasso autostrada)

tirante d'acqua all'interno del manufatto di circa 55 cm;

tubazione cls diam. 2000 - L 90.00 m - P 4.60 % (sottopasso BIFFIS)

percentuale di riempimento del 47-52 %

Valle Piccola: Portata da smaltire di 3138 l/s

manufatto cls 3.00 x 3.50 (h) - L 60.00 m - P 3.2 % (sottopasso BIFFIS)

tirante d'acqua all'interno del manufatto di circa 50 cm;

canale a sezione trapezia a valle del sottopasso P 4.50 %

tirante d'acqua nel canale di circa 47-52 cm

Fontanelle: Portata da smaltire di 2411 l/s

scatolare 2.00 x 2.00 m - L 90.00 m - P 1 % (sottopasso autostrada)

tirante d'acqua all'interno del manufatto di circa 40 cm;

tubo tipo FINSIDER diam. 1400 - L 15.00 m - P 8% (sottopasso pista ciclabile)

percentuale di riempimento del 43 %

I risultati esposti, che derivano dall'assunzione conservativa di coefficienti di scabrezza molto elevati (pareti ammalorate, presenza di vegetazione, ciotoli e ghiaia sul fondo, ecc.) garantiscono ampi margini di riserva nel funzionamento idraulico dei vari manufatti.

Anche eventuali perdite localizzate agli imbocchi, dovute ad eventuali intasamenti parziali ed alle brusche variazioni di sezione non comportano problemi, attestandosi su valori molto bassi (ordine della decina di centimetri) che, dato il posizionamento topografico degli stessi, non costituisce alcun problema.

8 Verifica idraulica ai sensi del punto 5.1.2.3 del decreto 17-01-2018 (compatibilità idraulica) - VIADOTTO ZUANE

Il presente paragrafo riguarda la verifica di compatibilità idraulica relativa al viadotto delle Zuane, sviluppata ai sensi del punto 5.1.2.3 "Compatibilità idraulica" del Decreto 17-01-2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni". Si tenga presente che il valore della portata non viene influenzato dagli scarichi prodotti dalla carreggiata autostradale, né prima né dopo il previsto allargamento, quindi le portate in transito sono dovute esclusivamente al deflusso naturale nei bacini idrografici posti a monte della carreggiata stessa.

I parametri essenziali che interessano in questa sede e che riguardano la verifica di compatibilità sono i seguenti:

- $Tr = 200$ anni
- franco idraulico (dislivelli tra il pelo libero e l'intradosso dell'impalcato) $> 1.50m$

In questo caso, i valori caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica sono dedotti da quelli contenuti nella relazione idrologica di progetto ma calcolati, come già chiarito in precedenza, per interpolazione di tipo logaritmico, mancando infatti il dato relativo al tempo di ritorno Tr 200 anni.

Per i valori di a ed n sono utilizzate le seguenti espressioni:

$$a = 9.121 \cdot \ln(Tr) + 20.909$$

$$n = -0.01 \cdot \ln(Tr) + 0.1958$$

dalle quali si deducono i seguenti valori:

$$a = 69.235$$

$$n = 0.1428$$

I valori caratteristici della curva di possibilità pluviometrica sono riportati, ancora una volta, e per facilità di lettura nella tabella seguente:

| Parametri <i>a</i> ed <i>n</i> della curva di possibilità climatica | | |
|---------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|--------------------|
| <i>Tempo di ritorno</i> Tr (anni) | <i>Costante a</i> (mm/h ⁿ) | <i>esponente n</i> |
| 50 | 56,612 | 0,1569 |
| 100 | 62,861 | 0,1518 |
| 200 | 69,235 | 0,1428 |

Il procedimento di calcolo per la determinazione della portata di competenza del bacino 2 (che interessa il viadotto della Zuane, è quello riportato nel paragrafo precedente 4.4 e fornisce i seguenti risultati:

Portata corrispondente a CN II pari a 837 l/s

Portata corrispondente a CN III pari a 3323 l/s

Per coerenza di trattazione vengono ora determinate le portate di competenza della carreggiata autostradale con i metodi esposti al paragrafo 5, suddivise per i vari tratti che vanno ad interessare l'attraversamento del viadotto.

Inserendo tali valori nei fogli di calcolo predisposti si determinano i valori di portata massima di competenza dei singoli tratti corrispondenti ad un tempo di ritorno di 200 anni, che sono riportati nella tabella seguente

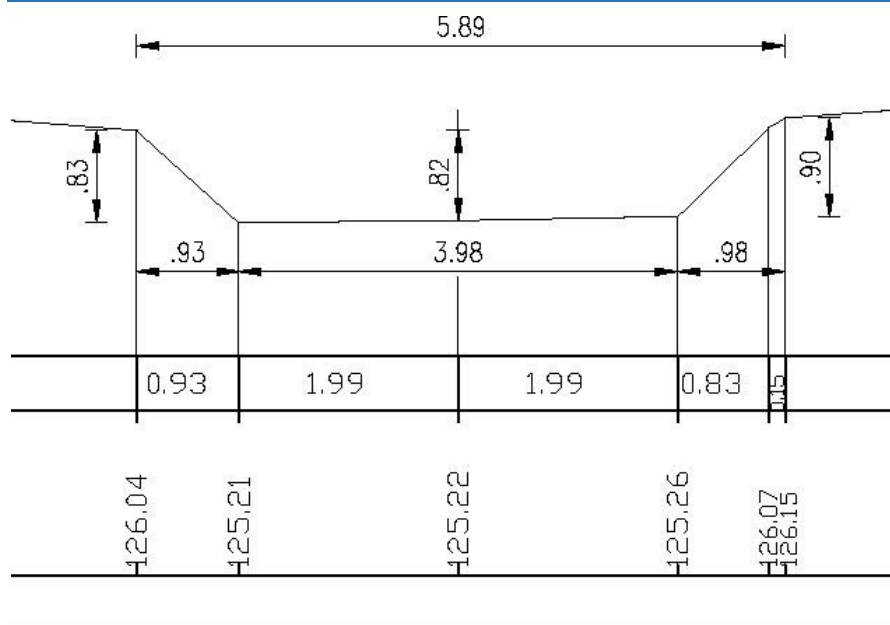
| PROGETTO ALLARGAMENTO CARREGGIATA DIREZIONE SUD | | | | | | |
|-------------------------------------------------|------------------|------------------|----------------------------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|
| TRATTO | LUNGHEZZA (m) | LARGHEZZA (m) | SUPERFICIE (Km ²) | PENDENZA (%) | TEMPO DI CORRIVAZIONE (ore) | PORTATA (m ³ /s) |
| 1 | 154,5 | 4,19 | 0,000647355 | 0,47 | 0,07 | 0,11113 |
| 2 | 735 | 3,76 | 0,0027636 | 3 | 0,12 | 0,29225 |
| 3 | 375 | 4 | 0,0015 | 3,6 | 0,06 | 0,28541 |
| 4 | 210 | 3,5 | 0,000735 | 3,6 | 0,04 | 0,21777 |
| 5 | 231,9 | 3,5 | 0,00081165 | 3,68 | 0,04 | 0,22497 |
| 6 | 98,12 | 3,5 | 0,00034342 | 3,46 | 0,02 | 0,17972 |
| 7 | 113 | 3,5 | 0,0003955 | 3,3 | 0,02 | 0,18748 |
| 8 | 67 | 7,25 | 0,00048575 | 3,6 | 0,01 | 0,34560 |
| 9 | 120 | 14,75 | 0,00177 | 3,7 | 0,02 | 0,81609 |
| 10 | 480 | 14,75 | 0,00708 | 3,57 | 0,07 | 1,10975 |

Per facilità di comprensione gli stessi dati sono inseriti nello schema idraulico per i tratti che effettivamente andranno ad interessare la sezione di verifica. Per maggiore comprensione si rimanda alla lettura dello schema idraulico, evidenziando che il tratto 5 ed il tratto 6 scaricano nelle stesse condizioni attuali (calcolate comunque per Tr 200 anni).

Complessivamente la portata di verifica relativa all'attraversamento del viadotto ZUANE sarà pari a :

$$Q \text{ TOT (l/s)} = 1008 + 2659 + 837 = 4504 \text{ l/s}$$

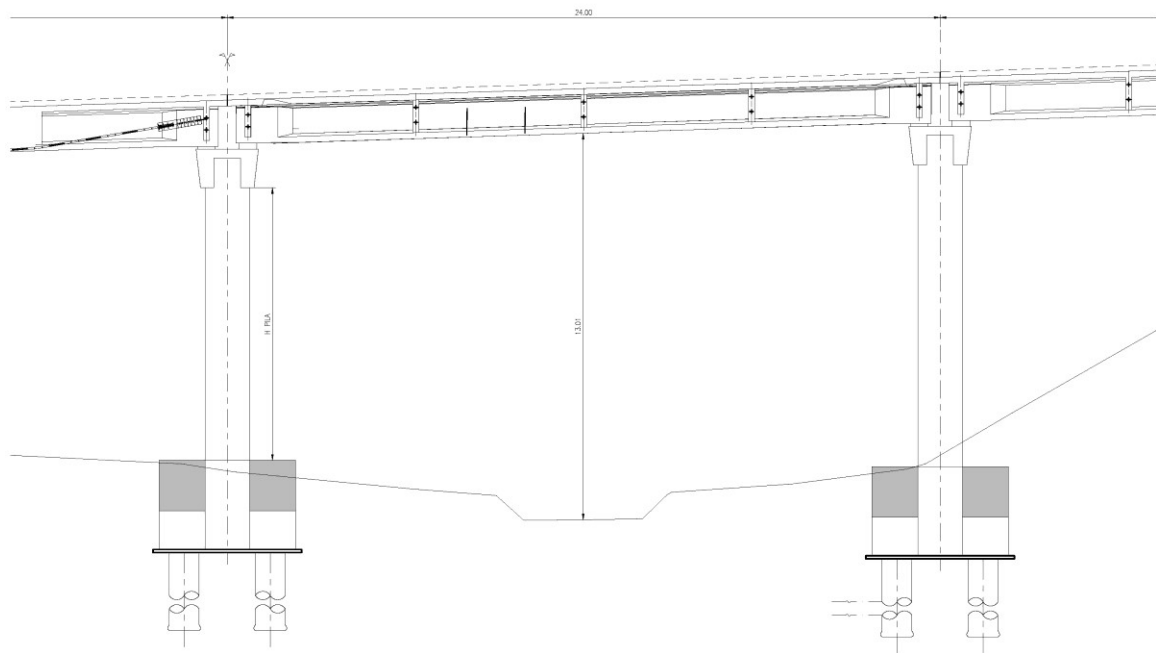
La sezione di scorrimento naturale (vedi figura seguente) è di tipo trapezio con larghezza alla base di 4.00 m ed una altezza massima di circa 80 cm. La pendenza del corso d'acqua calcolata su un tratto che si sviluppa sia a monte che a valle del viadotto, è pari al 4.64 % (vedi immagine seguente).



In tali condizioni il massimo tirante d'acqua che si sviluppa nelle condizioni di deflusso indicate è pari a 40 cm cui corrisponde una velocità di scorrimento di 2.60 m/s.

La verifica è stata condotta considerando un coefficiente di scabrezza di Gaukler-Strikler di $25\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, tipico dei torrenti di montagna e quindi coerente con il caso specifico.

Da quanto esposto si deduce anche il rispetto del franco minimo previsto dal decreto, essendo l'altezza libera dell'intradosso dell'impalcato di circa 13.00 m. Per maggiore chiarezza si rimanda alla lettura dell'immagine seguente che riporta la sezione trasversale in corrispondenza dell'attraversamento del viadotto Zuane.



9 Conclusioni

Sulla base di quanto esposto ai paragrafi precedenti non si ravvisano particolari problematiche di natura idraulica connesse alla realizzazione dell'allargamento della carreggiata ed all'ottimale funzionamento del reticolo idraulico esistente. Ciò è vero anche per le sezioni caratteristiche di attraversamento (sottopassi di scarico) di manufatti esistenti (strade, autostrada, pista ciclabile).

In sintesi quindi gli interventi proposti nell'ambito della realizzazione dell'allargamento della carreggiata in direzione sud, risultano del tutto compatibili, dal punto di vista idraulico, con il sistema di allontanamento esistente sia naturale che artificiale.

Un'ultima osservazione riguarda la scelta del tempo di ritorno posto alla base dei calcoli idraulici. Posto che tutto il sistema di raccolta, trattamento ed allontanamento delle acque di piattaforma, è stato correttamente dimensionato con un tempo di ritorno di 50 anni, così come previsto dalle attuali normative, nel calcolo di verifica idraulica dei contributi idrologici si è mantenuto lo stesso riferimento per avere dei valori di portata coerenti tra essi. Per completezza di trattazione il calcolo poi è stato ripetuto anche con tempo di ritorno di 100 anni, a riprova del soddisfacimento della capacità di smaltimento delle opere esistenti.

In ultimo si è poi verificato l'attraversamento del viadotto Zuane con un tempo di ritorno di 200 anni così come richiesto ai sensi del punto 5.1.2.3 "Compatibilità idraulica" del Decreto 17-01-2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni", dimostrando l'assoluto rispetto della norma ed il soddisfacimento dei requisiti richiesti.

Trento, febbraio 2020

IL TECNICO

dott. Ing. Nicola Agostini



ⁱ livello idrico tra le sezioni 783 e 784 del fiume Adige, estratto dallo "Studio finalizzato alla realizzazione, nel bacino idrografico del fiume Adige, del catasto aggiornato e georeferenziato delle opere idrauliche e di sistemazione idraulico forestale, alla delimitazione delle fasce fluviali, alla definizione degli interventi strutturali e non strutturali" del 2001, reso disponibile dal Distretto Idrografico delle Alpi Orientali