

INDICE

<u>1.</u>	<u>PREMESSA.....</u>	<u>2</u>
<u>2.</u>	<u>INQUADRAMENTO TERRITORIALE</u>	<u>3</u>
<u>3.</u>	<u>ANALISI IDROLOGICA</u>	<u>8</u>
<u>4.</u>	<u>IDROLOGIA.....</u>	<u>11</u>
<u>5.</u>	<u>APPLICAZIONE DEL MODELLO AFFLUSSI DEFLUSSI</u>	<u>21</u>
<u>6.</u>	<u>ANALISI IDRAULICA</u>	<u>27</u>
<u>7.</u>	<u>INTERFERENZE IDRAULICHE</u>	<u>38</u>
<u>8.</u>	<u>IDRAULICA DI PIATTAFORMA</u>	<u>41</u>

1. PREMESSA

La presente relazione riferisce lo studio eseguito per la definizione dei caratteri idrologici dei bacini idrografici sottesi alle interferenze con il reticolo idrografico di superficie degli assi stradali in progetto per la realizzazione del collegamento viario tra Amandola e Comunanza.

Oggetto dello studio è la definizione di valori di colmo delle massime portate di piena da porre a base dello studio idraulico necessario sia al corretto dimensionamento idraulico delle opere di attraversamento stradale dei corsi d'acqua, sia alla verifica della compatibilità idraulica delle opere proposte con l'assetto idrogeologico delle aste fluviali, così come definito nell'ambito delle vigenti norme, direttive e strumenti di pianificazione di bacino.

Nella presente relazione viene fornita una caratterizzazione idrologica dell'area di interesse e vengono individuate le problematiche legate all'interazione tra l'infrastruttura e il sistema delle acque superficiali.

In particolare, vengono affrontati i seguenti punti:

- inquadramento dello stato di attuazione della Pianificazione di Assetto Idrogeologico nell'area di intervento;
- caratterizzazione dell'area e individuazione delle principali problematiche dal punto di vista idrologico;
- individuazione dei principali bacini idrografici interagenti con l'opera di progetto;
- delineazione dello studio idrologico preliminare finalizzato alla determinazione delle portate massime attese con diversi tempi di ritorno in corrispondenza degli attraversamenti principali;
- analisi dell'interferenza tra la viabilità di progetto e l'idrografia superficiale;

Nella presente relazione viene descritta l'attività di acquisizione ed elaborazione dei dati di pioggia esistenti. Lo studio e le elaborazioni dei dati raccolti consentiranno di associare, in funzione del tipo e dell'importanza dell'opera, una corretta valutazione dell'evento meteorico generatore della portata di dimensionamento.

Vengono determinate, quindi, le curve di possibilità pluviometrica aventi pertinenza sulla zona in esame, necessarie per la stima, note le caratteristiche dei bacini idrografici scolanti, delle portate massime da utilizzare nello studio idraulico.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1 Localizzazione dell'area d'intervento e descrizione del tracciato

L'intervento in progetto riguarda la realizzazione di un tratto del collegamento viario tra Amandola e Comunanza.

L'area ove è stata prevista la realizzazione del tracciato stradale (Fig. 2.1) in oggetto ricade nell'entroterra meridionale marchigiano, lungo i primi ed aspri contrafforti collinari posti al bordo della dorsale carbonatica appenninica.



Fig. 2.1 – Inquadramento territoriale dei tracciati stradali in oggetto (Google Satellite).



Fig. 2.2 – Inquadramento (3d) territoriale dei tracciati stradali in oggetto (Google Earth).

2.2 Pianificazione di Assetto Idrogeologico

Relativamente agli aspetti connessi alla difesa del suolo, l'area interessata dalle opere in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza della Autorità di Bacino Regionale delle Marche.

L'Autorità ha redatto e adottato con delibere del Comitato istituzionale n. 15/2001 e n. 42/2003 un Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI), previsto dalle Leggi 267/'98 e 365/'00, configurato come stralcio funzionale del settore della pericolosità idraulica ed idrogeologica del Piano generale di bacino previsto dalla L. 183/'89 e dalla L.R. 13/'99.

PROGETTAZIONE ATI:

Per le finalità delle leggi citate, il PAI costituisce lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico- operativo mediante il quale, in modo coordinato con i programmi nazionali, regionali e sub- regionali di sviluppo economico e di uso del suolo, sono pianificate e programmate le azioni e norme d'uso finalizzate ad assicurare in particolare la difesa del suolo rispetto al dissesto di natura idraulica e geologica, nonché la gestione del demanio idrico e la tutela degli aspetti ambientali ad esso connessi.

In relazione al contenimento del rischio idrogeologico, il Piano redatto dichiara in particolare lo scopo di:

- consentire un livello di sicurezza definito "accettabile" su tutto il territorio del bacino idrografico;
- definire le condizioni di uso del suolo e delle acque che, tenuto conto delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato, garantiscano la stabilità dei terreni e la riduzione dei flussi di piena.

Le finalità generali dei Piani stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico sono quelle indicate in particolare dall'art. 3 della L. 183/89 e dall'art. 1, comma 1 della L. 267/98 e riguardano:

- la sistemazione, la conservazione ed il recupero del suolo con interventi idrogeologici, idraulici, idraulico-forestali, idraulico-agrari, silvo-pastorali, di forestazione e di bonifica, anche attraverso processi di recupero naturalistico, botanico e faunistico;
- la difesa, la sistemazione e la regolazione dei corsi d'acqua, dei rami terminali dei fiumi e delle loro foci nel mare, nonché delle zone umide;
- la moderazione delle piene anche mediante serbatoi di invaso, vasche di laminazione, casse di espansione, scaricatori, scolmatori, diversivi o altro, per la difesa dalle inondazioni e dagli allagamenti;
- la difesa e il consolidamento dei versanti e delle aree instabili, nonché la difesa degli abitati e delle infrastrutture contro i movimenti franosi, le valanghe e altri fenomeni di dissesto;
- la utilizzazione delle risorse idriche in modo compatibile con il rischio idrogeologico;
- lo svolgimento dei servizi di piena e di pronto intervento idraulico;
- la manutenzione ordinaria e straordinaria delle opere funzionali al corretto assetto idrogeologico;
- la regolamentazione dei territori ai fini della loro tutela ambientale, anche mediante la determinazione dei criteri per la salvaguardia e la conservazione delle aree demaniali e la costituzione di parchi e/o aree protette fluviali e lacuali;
- il riordino del vincolo idrogeologico;
- l'attività di prevenzione e di allerta;

- la realizzazione degli interventi necessari al ripristino dell'assetto idraulico, secondo l'adozione di una specifica "portata di progetto" del corso d'acqua e la definizione di uno specifico assetto di progetto per ogni corso d'acqua;
- la riduzione delle situazioni di dissesto idrogeologico;
- la prevenzione dei rischi idrogeologici;
- la individuazione ed il ripristino delle aree di esondazione naturali dei corsi d'acqua, mediante l'adozione e la tutela di specifiche fasce di rispetto fluviali, già previste ed indicate dal P.P.A.R. e da definire in tutto il territorio dei bacini regionali.

Il PAI dell'Autorità di Bacino Regionale delle Marche persegue le finalità sopra indicate ed in particolare contiene, secondo le indicazioni del DPR 18.07.1995 e della L.R. 13/1999, sulla base delle conoscenze disponibili:

- l'attuale stato delle conoscenze relative;
- la individuazione e la quantificazione delle situazioni di degrado sotto il profilo idrogeologico, nonché delle relative cause;
- le direttive alle quali deve uniformarsi la sistemazione idrogeologica;
- l'indicazione delle opere necessarie per garantire il corretto assetto idrogeologico;
- la normativa e gli interventi rivolti a regolamentare l'estrazione dei materiali litoidi dal demanio fluviale e lacuale e le relative fasce di rispetto, che debbono essere individuate per garantire la tutela dell'equilibrio geomorfologico dei terreni e dei litorali;
- l'indicazione delle zone da assoggettare a speciali vincoli e prescrizioni in rapporto alle specifiche condizioni idrogeologiche, ai fini della conservazione del suolo, della tutela dell'ambiente e della prevenzione contro presumibili effetti dannosi di interventi antropici;
- i criteri per la definizione delle priorità degli interventi.

Nell'ambito di tale PAI, relativamente ai fenomeni alluvionali, all'interno dei bacini idrografici di rilievo regionale sono state individuate e trasposte sulla carta tecnica regionale in scala 1: 10.000 le aree soggette a pericolosità e a rischio idraulico in quanto inondabili da piene fluviali delle aste principali assimilabili ad eventi con tempi di ritorno fino a 200 anni.

Per la delimitazione di tali aree, in attesa del completamento degli studi specifici di settore, sono state assunte le informazioni relative a fenomeni già censiti nelle Mappe del rischio idraulico elaborate dal Servizio Protezione Civile della Regione Marche nell'ambito delle attività di propria competenza; tali aree a livello di pericolosità unico, individuate su basi storico-geomorfologica sono state assimilate alle aree ad alta e a moderata probabilità di inondazione come definite nel D.P.C.M. 29.09.98 contenente gli indirizzi per l'individuazione delle aree a rischio.

Parimenti sono state acquisite le informazioni e relative perimetrazioni contenute nel Piano straordinario delle aree a rischio molto elevato di cui alla L. 267/98, approvato dal

Consiglio Regionale con Deliberazione Amministrativa n° 300 del 29.02.2000 ed attuato con Deliberazione della Giunta Regionale n. 2701 dell'11.12.2000; le aree a pericolosità idraulica sopra descritte sono state suddivise in tronchi fluviali omogenei, con criteri comprendenti morfologia dell'alveo, presenza di opere trasversali ed elementi a rischio; in ogni singolo tronco fluviale omogeneo così individuato è stato attribuito un livello di rischio, articolato in quattro classi, riferito agli elementi esposti contenuti in una matrice di analisi. Alle classi di rischio individuate (da R4 a R1) sono associabili le definizioni contenute nel D.P.C.M. 29.09.98 sopra citato.

Per quanto riguarda il reticolo idrografico minore è stata condotta una specifica analisi le cui risultanze sono esposte nell'allegato "A" alla relazione del PAI; è stato già assunto dagli organi dell'Autorità di Bacino regionale l'impegno a produrre un Piano Stralcio del Reticolo Idrografico Minore che affronti anche le problematiche dell'uso del suolo non urbanizzato in conformità con gli Indirizzi di cui all'All. B delle Norme di Attuazione del Piano.

Alle aree a pericolosità idrogeologica sopra descritte è stato attribuito un livello di rischio, articolato in quattro classi, riferito agli elementi esposti contenuti in una matrice di analisi che considera i dati sulla pericolosità e sulla base degli elementi esposti desunti da osservazioni a "video" di cartografia aerofotogrammetrica (volo AIMA 97). Alle classi di rischio individuate (da R4 a R1) sono associabili le definizioni contenute nel D.P.C.M. 29.09.98 sopra citato.

Sulle aree sopra descritte viene applicata una normativa di uso del territorio in funzione dei differenti livelli di pericolosità e rischio; la normativa contiene anche due documenti di indirizzo che riguardano:

- All. A alle Norme di Attuazione: documento di indirizzo per il corretto uso del territorio ai fini della salvaguardia dai fenomeni di esondazione;
- All. B alle Norme di Attuazione: documento di indirizzo per il corretto uso del suolo con particolare riguardo alle pratiche agro – forestali.

In linea generale l'articolato normativo propone, per le aree in cui l'attuale stato delle conoscenze evidenzia un livello di pericolosità elevata o molto elevata, il mantenimento dell'attuale edificato e una notevole limitazione alle previsioni edificatorie degli strumenti urbanistico-territoriali prevedendo nel contempo, per alcune zone urbanistiche, una procedura di intesa per la verifica della loro compatibilità con la pericolosità dell'area.

In queste aree, così come previsto dal DPCM di indirizzo e coordinamento, resta comunque possibile la realizzazione di nuove infrastrutture pubbliche o di interesse pubblico non altrimenti delocalizzabili, quale l'infrastruttura in progetto, purchè risultino in sicurezza idraulica e non alterino se non migliorandole le condizioni di sicurezza idraulica del territorio.

Si richiama il fatto che le aree a rischio di esondazione sono state perimetrare con riferimento ad un unico livello di pericolosità considerato "elevato" e/o "molto elevato" ed assimilabile a piene con tempi di ritorno pari a 200 anni; A livelli di pericolosità "moderato" e "medio" non è corrisposta alcuna perimetrazione, e quindi alcuna particolare normativa.

Dall'analisi della documentazione cartografica allegata al PAI si è riscontrato che l'intervento in progetto non risulta interessare né lambire alcuna area perimetrata a pericolosità o rischio di alluvione. Ciò non di meno è stata comunque condotta un'attenta analisi idraulica volta a

PROGETTAZIONE ATI:

dimostrare la compatibilità idraulica delle soluzioni proposte per risolvere le interferenze idrauliche del tracciato nel seguito dettagliate. In tale analisi sono stati tenuti in debita considerazione gli obiettivi, finalità, indirizzi e raccomandazioni contenute nel PAI e sopra brevemente citati.

3. ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica ha come obiettivo la valutazione delle portate di piena che, per prefissati tempi di ritorno, interessano un bacino idrografico e, di conseguenza, le sue infrastrutture, centri abitati, elementi vulnerabili.

L'analisi idrologica viene affrontata effettuando le seguenti valutazioni:

1. analisi morfologica e definizione dei bacini idrografici;
2. analisi pluviometrica;
3. applicazione del modello afflussi-deflussi.

3.1 Analisi Morfologica e definizione dei Bacini Idrografici

L'individuazione dei bacini idrografici, che costituisce un passaggio fondamentale al fine di determinare le portate al colmo di piena per il tempo di ritorno considerato, è stata eseguita, in ambiente GIS, mediante l'utilizzo di un DTM (Digital Terrain Model). Il DTM della Regione Marche è stato derivato dalla CTR attenendosi alle Specifiche Tecniche prodotte dal Centro Interregionale e alle linee guida per la produzione di Ortofoto Digitali alla scala nominale 1:10.000 adottate da AGEA con la supervisione dell'IGMI. La procedura GIS consente di individuare i principali parametri morfologici, geologici e climatici, utili alla caratterizzazione delle variabili idrologiche utilizzate nei modelli di calcolo per la stima dei deflussi attesi. Per ciascuna interferenza individuata è stato pertanto determinato ed analizzato il bacino idrografico sotteso alla stessa.

Di seguito si riporta la corografia dei bacini idrografici di interesse (Figura 3.1), oggetto di studio nella presente Relazione Idrologica.

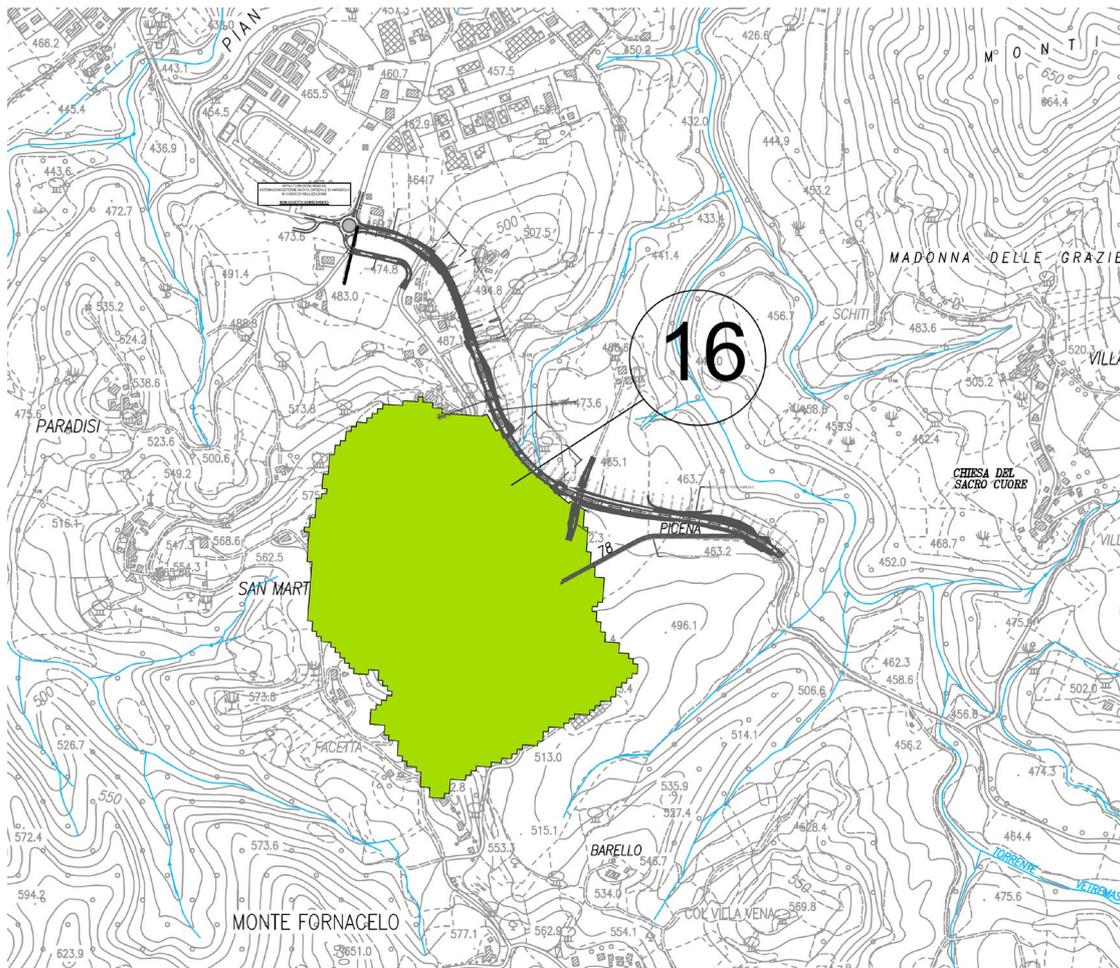


Fig. 3.1 – Corografia bacino idrografico 16

Tutte le opere previste in progetto per la soluzione delle interferenze idrauliche sopra menzionate saranno verificate idraulicamente, seppur con un modello semplificato, rispetto ad eventi di piena con tempi di ritorno duecentennali.

Allo scopo di meglio caratterizzare l'idrologia dei fossi oggetto delle opere di sistemazione idraulica in progettazione si riporteranno le grandezze idrologiche in riferimento a diverse sezioni di chiusura ubicate lungo il corso d'acqua.

In particolare, vengono determinate:

- A area del bacino idrografico;
- P perimetro del bacino idrografico;
- Q_{min} quota minima del bacino, coincidente con la quota minima dell'asta fluviale principale alla sezione di chiusura;
- Q_{media} quota minima del bacino idrografico;
- Q_{max} quota massima rispettivamente del bacino dell'asta fluviale principale;
- i_{media} pendenza media del bacino idrografico con la relazione di Alvord-Horton (M. Ciabatti, 1982);
- L_{max} lunghezza dell'asta principale, considerata come quella a maggior sviluppo planimetrico del reticolo idrografico sotteso alla sezione di chiusura;
- L_p lunghezza dell'asta principale, considerata come quella a maggior sviluppo planimetrico estesa sino al limite del bacino idrografico (spartiacque);
- L_t lunghezza totale delle linee di livello entro il bacino idrografico;
- t_{corr} tempo di corrivazione.

INTERFERENZA	L_{MAX} [m]	L_p [m]	L_T [m]	Area [kmq]	Perimetro [km]	Quota MEDIA[m]	Quota MIN [m]	Quota MAX [m]	i_{media} [%]	T_c [ore]
16	826.15	468.62	11160.99	0.37	3.36	505.09	445.82	610.93	30.16	0.03

Tab. 3.2 – Morfometria dei bacini idrografici di interesse.

4. IDROLOGIA

4.1 Modelli di piena

I processi idrologici e idraulici che si sviluppano in un bacino idrografico sono molteplici e complessi. Generalmente i modelli di piena utilizzati per il calcolo della trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi superficiali e quindi in portate uscenti dal bacino, si basano su di uno schema logico in cui:

- a) viene individuato l'istogramma in ingresso nel bacino, o nel caso di un modello distribuito, i diversi istogrammi afferenti alle singole porzioni del bacino;
- b) il bacino viene suddiviso in sottobacini, in funzione delle caratteristiche fisiche e morfologiche;
- c) per ogni sottobacino si valuta l'andamento delle perdite idrologiche ottenendo così la stima della pioggia netta;
- d) per ogni sottobacino si applica la procedura di calcolo della trasformazione della pioggia netta in deflusso superficiale, determinando così l'idrogramma di piena che esce dal sottobacino ed entra nella rete idrografica;
- e) si calcola infine il moto vario nella rete idrografica generato da tutte le immissioni dei vari sottobacini considerati.

In un modello di tipo globale, lo schema logico esposto è applicato in modo globale ed unitario all'intero bacino, introducendo nel punto *a* un unico istogramma di ingresso, non producendo alcuna suddivisione in sottobacini di cui al punto *b*, e quindi considerando in blocco l'intero bacino; procedendo poi per quest'ultimo ai passi *c* e *d* si giunge alla determinazione dell'onda di piena uscente dal bacino senza effettuare il calcolo in moto vario di cui al punto *e*.

Questo tipo di modellazione globale è molto diffuso nella pratica ingegneristica, per la sua maggiore semplicità e rapidità di calcolo; è però da tenere presente che, proprio a causa delle semplificazioni introdotte, i parametri caratteristici di tale modellazione si allontanano da un preciso significato fisico ed assumono un significato modellistico che richiede attente procedure di taratura e verifica con dati sperimentali.

Se invece il modello è di tipo distribuito viene applicato integralmente lo schema logico prima esposto. È da sottolineare l'importanza che assume in tal caso la scelta del grado di suddivisione in sottobacini; se infatti la suddivisione è molto spinta con individuazione di sottobacini molto piccoli (aventi superficie di ordine di grandezza di 0.1 ha) e le procedure di calcolo *d* ed *e* sono basate su algoritmi idraulici, il modello ricade senz'altro nella categoria dei modelli fisicamente basati; se invece la suddivisione è più grossolana con sottobacini di estensione dell'ordine dell'ettaro o ancora maggiore, il modello ancorché basato su precisi

PROGETTAZIONE ATI:

algoritmi idraulici, perde quel dettaglio che caratterizza in maniera significativa i modelli fisicamente basati e finisce nel ricadere nella classe dei modelli di tipo concettuale.

Nell'ambito della valutazione idrologica si ritiene di adottare un modello di tipo globale, giacché l'impegno di un modello di tipo distribuito, sia in termini di onere computazionale che in termini di necessità di conoscenze dettagliate delle caratteristiche fisiche del territorio, non risulta altrimenti commisurato sia all'estensione ridotta di alcuni dei bacini considerati, che soprattutto all'importanza economica degli interventi in progetto.

4.2 Individuazione della pioggia di ingresso sul bacino

La scelta degli istogrammi in ingresso è una scelta fondamentale per qualsiasi tipo di modello, dal momento che le risposte fornite dal modello stesso sono ovviamente fortissimamente influenzate dalle caratteristiche della pioggia. In generale, la pioggia può caratterizzarsi attraverso la sua distribuzione nel tempo, nello spazio e, nel caso di pioggia di progetto, attraverso il suo tempo di ritorno.

Rimanendo nel caso dei modelli di piena, le piogge da adottare riguardano in genere solo eventi isolati e di apprezzabile entità, restando escluse, per questo tipo di modelli, le lunghe serie storiche di precipitazioni alternate a lunghi periodi di tempo asciutto pertinenti invece ai modelli di tipo a simulazione continua.

L'evento isolato può poi essere un evento storico, ove si voglia ricostruire un determinato evento di piena, o un evento di progetto. L'andamento temporale degli eventi adottati risulta sempre ben determinato, sia nel caso di evento storico perché per l'evento si hanno misurazioni, sia nel caso di evento di progetto perché si è scelto un determinato istogramma a priori.

La variabilità spaziale dell'evento risulta invece generalmente ben più incerta. Raro è infatti poter disporre di più misurazioni contemporanee provenienti da più pluviometri disposti in diverse zone del bacino nel caso si adottino eventi storici, e poco noti sono ancora quei processi meteorologici che determinano la variabilità spaziale dell'evento di pioggia, talché risulta in fase di progetto difficoltosa e spesso arbitraria e incerta l'adozione di istogrammi differenti su diverse zone del bacino.

4.2.2 Analisi delle precipitazioni intense

L'origine comune a tutte le precipitazioni è la condensazione del vapore contenuto nell'atmosfera in minutissime goccioline, che costituiscono le nubi e che in determinate circostanze si ingrandiscono e cadono al suolo. Le cause della condensazione sono però diverse ed in base ad esse è possibile distinguere tre tipi di precipitazioni:

1. Le precipitazioni del primo tipo si dicono convettive ed alla loro origine è il riscaldamento dell'aria in vicinanza del suolo, la quale si dilata ed inizia quindi un movimento (convezione) ascendente. L'aria salendo si espande e si raffredda sempre più poiché la trasformazione subita è di tipo adiabatico. L'umidità relativa aumenta finché, ad una certa quota, una volta raggiunta la saturazione, si ha la

formazione di nubi. La condensazione libera calore, che permette all'aria di innalzarsi ulteriormente. Se la convezione prosegue tanto che l'aria raggiunge una zona dove si abbia una temperatura abbastanza bassa o una turbolenza sufficientemente intensa, si innesca il fenomeno della formazione della pioggia. Le precipitazioni convettive sono tipiche di un clima caldo. Di questo tipo sono i temporali estivi delle zone temperate ed in genere le piogge delle regioni equatoriali. I rovesci di pioggia di questo tipo si hanno in genere nel pomeriggio o di sera, dopo che il sole ha avuto il tempo di riscaldare l'aria e di provocarne la salita.

2. Le precipitazioni del secondo tipo sono le precipitazioni orografiche. Anche queste precipitazioni, come quelle convettive, sono dovute ad un innalzamento dell'aria calda. La causa dell'innalzamento è però diversa. Un vento carico di umidità incontra sul suo percorso la barriera costituita da una catena montuosa e nello scavalcarla si innalza. In conseguenza all'innalzamento delle masse d'aria umide si hanno le precipitazioni. Nelle regioni in cui la direzione dei venti apportatori di pioggia è prevalentemente la stessa il versante esposto al vento riceve mediamente una maggiore quantità di precipitazioni di quello riparato. L'aria, infatti, si comprime e si riscalda scendendo di nuovo dopo avere superato la catena di montagne (effetto fohn), l'umidità relativa diminuisce e si può addirittura avere un clima arido nella zona interessata. Un innalzamento si ha anche quando masse d'aria umide e relativamente calde raggiungono un continente freddo. Anche un innalzamento di questo tipo può essere causa di precipitazioni.
3. Le precipitazioni del terzo tipo, infine, sono le precipitazioni cicloniche, associate al passaggio di cicloni, o basse pressioni. Queste precipitazioni si possono distinguere in frontali e non frontali:
 - 3.1. Le precipitazioni frontali sono associate alla superficie di contatto (fronte) tra masse d'aria caratterizzate da differenti condizioni di temperatura e di umidità, lungo la quale l'aria calda sale scivolando sopra un cuneo d'aria fredda. Tipiche precipitazioni frontali sono quelle legate al fronte freddo ed al fronte caldo dei cicloni extratropicali.
 - 3.2. Le precipitazioni non frontali invece possono prodursi in corrispondenza di basse pressioni di qualunque tipo. In questo caso il sollevamento dell'aria è causato dalla convergenza dell'aria che fluisce orizzontalmente verso la zona di bassa pressione.

La suddivisione delle precipitazioni nei tre tipi sopra visti ha naturalmente qualche cosa di artificioso in quanto spesso due o più meccanismi elementari si combinano tra di loro per dare origine o sostenere un fenomeno meteorologico particolarmente significativo.

I fattori misurabili che influenzano il meccanismo della precipitazione sono pertanto sostanzialmente l'umidità dell'aria, la temperatura, l'intensità e la direzione del vento e la pressione, alle diverse quote.

Pur non essendo possibile costruire un modello di natura deterministica che consenta la previsione meteorologica a piccola scala ed a breve orizzonte temporale, appare ragionevole ritenere possibile l'individuazione di correlazioni locali tra i suddetti parametri ed i fenomeni di precipitazione pluviometrica. La struttura spazio-temporale di un evento meteorico di intensità

significativa presenta, nel nostro paese, una notevole complessità strutturale in quanto influenzato da effetti meteorologici, orografici e di esposizione e distanza dal mare variamente interagenti tra loro.

La differente natura del singolo evento, individuabile sulla scorta della stagione, della direzione di provenienza, della durata e della dimensione caratteristica della cella di precipitazione è facilmente riconoscibile sulla base di semplici visualizzazioni dinamiche di isoprecipitazione. Peraltro, tale

struttura appare largamente influenzata dall'intervallo elementare di durata considerato, in quanto la struttura di correlazione spaziale si riduce al diminuire della durata per effetto di fenomeni aleatori locali, mentre per intervalli di lunga durata può subire effetti di marcata interazione con la dinamica del moto del centro di scroscio.

Un differente approccio può essere impiegato qualora si desideri evidenziare principalmente la struttura temporale delle serie puntuali facendo ricorso al concetto di dimensione frattale media, inferibile dai dati storici mediante la teoria dei gruppi. Riconosciuta l'identità della dimensione frattale di due o più serie temporali, appare ragionevole ammettere l'esistenza di una struttura di correlazione spaziale che tenga conto della genesi unitaria a livello meteorologico del fenomeno in esame, e della sua attenuazione con la distanza dal centro di massimo rovescio.

L'applicazione di talune metodologie normalmente adottate per aree di più ampia estensione e fenomeni di maggiore durata (U.S. Weather Bureau e Roche method) nell'interpretazione di alcuni fenomeni di significativa intensità verificatisi nel periodo di funzionamento della rete pluviometrica del Servizio Idrografico consente di ricavare relazioni di validità generale per l'area consortile, idonee ad essere impiegate come sollecitazione meteorica nei modelli di trasformazione afflussi- deflussi.

Le elaborazioni idrologiche possono essere effettuate su due tipi di dati: i massimi annuali ed i casi critici. Si indicano come "massimi annuali" le massime altezze di pioggia di una prefissata durata, registrate in ognuno degli N anni del periodo di osservazione in un dato pluviometro e come "casi critici" gli M più elevati valori delle altezze di pioggia, di una prefissata durata, registrate in un dato pluviometro negli N anni di osservazione.

La serie di casi critici coincide con le "partial-duration series" della bibliografia di lingua inglese, se riguardano tutti i dati che superano un determinato valore scelto come "soglia", e coincidono con le "annual exceedance series" se riguardano, come nelle elaborazioni generalmente eseguite in Italia, un numero di "casi critici" pari al numero N degli anni di osservazione. Qualsiasi elaborazione dei massimi annuali non tiene conto, ovviamente, degli eventi dell'anno inferiori al massimo, benché alcuni di questi possono essere maggiori del massimo di altri anni. Sia operando con i massimi annuali che con i casi critici, occorre effettuare un controllo preliminare della qualità dei dati per mettere in evidenza gli errori sistematici dovuti a modifiche nelle tecniche di osservazione e la non omogeneità delle serie dovuta a variazioni delle condizioni ambientali. La raccolta delle osservazioni sui dati di piogge intense misurata nei pluviometri installati in numerose località da diversi enti pubblici e da privati risale agli inizi del secolo. Con la costituzione del Servizio Idrografico del Ministero dei LL.PP. (1917) si è avuto un incremento del

numero di apparecchi della rete di stazioni di misura ed è stata organizzata la raccolta sistematica delle osservazioni pluviometriche su tutto il territorio italiano. Il Servizio Idrografico ha anche proceduto e procede ancora oggi, sia pure con qualche ritardo, alla pubblicazione delle osservazioni pluviometriche negli Annali Idrologici, relativi ai vari compartimenti in cui è stata suddivisa l'Italia. In particolare, con riferimento alle piogge intense, nella parte I degli Annali vengono pubblicati i valori massimi annuali per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore e per i periodi di 1, 2, 3, 4, 5 giorni consecutivi; nella parte II vengono pubblicate le informazioni sugli eventi eccezionali verificatisi nell'anno. Altezze di pioggia di durata inferiore a 1 ora sono pubblicate solo saltuariamente sugli annali. La maggioranza dei pluviometri installati dal S.I. effettua la registrazione su tamburo rotante, per necessità di gestione, con autonomia settimanale (avanzamento carta circa 2,25 mm/ora). Pochi apparecchi hanno invece autonomia giornaliera (avanzamento carta circa 13,5 mm/ora). I pluviometri, indipendentemente dalla velocità di avanzamento della carta sono, nella quasi totalità, con bocca di 1/10 di m², a vaschetta oscillante ed effettuano un movimento della bilancia ogni 0,2 mm di pioggia. Praticamente mentre il tipo di pluviometro è rimasto immutato il sistema di registrazione ha subito negli anni alcune modifiche. Infatti, si è passati a sistemi di registrazione su banda continua con avanzamento carta di 12,5 mm/ora o 25,0 mm/ora. A questi avanzamenti corrispondono, normalmente, autonomia mensile o bisettimanale dei pluviometri. È invece rimasta costante sia l'ampiezza della banda sia la scala di registrazione (10 mm di pioggia / 8 cm di diagramma). Solo negli ultimi anni sono stati installati pluviometri a registrazione elettronica.

La lettura di altezze di pioggia per durate molto brevi, inferiori a 1 ora, presenta, per le registrazioni effettuate dai tradizionali pluviometri a tamburo con autonomia settimanale, notevoli difficoltà. Letture più affidabili possono essere effettuate invece, per queste durate, per le registrazioni dei pluviometri con maggiore velocità di avanzamento della carta. Il limitato numero di questi pluviometri e la mancanza di serie storiche di sufficiente lunghezza registrate, di questo tipo, impone però di ricorrere al patrimonio di registrazioni ottenute dai pluviometri tradizionali, anche per la valutazione delle altezze di pioggia di durata inferiore ad 1 ora.

L'elaborazione dei dati pluviometrici di notevole intensità e di breve durata relativi ad una certa stazione di misura veniva effettuata nel passato con una procedura mirante a determinare l'andamento delle altezze di pioggia in funzione della loro durata (spezzate dei casi critici).

Secondo questa procedura i valori delle massime altezze di pioggia h , relativi alle diverse durate t considerate, venivano posti in ordine decrescente e riportati graficamente nel piano (h , t). I punti relativi allo stesso numero d'ordine e quindi di pari frequenza di superamento venivano poi uniti tramite una spezzata caratterizzata pertanto anch'essa da un unico numero d'ordine. Talvolta le spezzate venivano regolarizzate con una curva (curva di possibilità pluviometrica) generalmente del tipo $h = a t^n$, i cui parametri a ed n venivano ricavati (graficamente) da un diagramma bilogaritmico osservando che con la trasformazione logaritmica la curva di possibilità pluviometrica diventa una retta di equazione $\log h = \log a + n \log t$, essendo n il coefficiente angolare e $\log a$ l'ordinata in corrispondenza di $t = 1$.

L'osservazione che, a parità di probabilità, l'altezza di precipitazione cumulata varia nel tempo secondo una espressione del tipo:

$$h (mm) = a t^n$$

con n , fattore di attenuazione della intensità, costante per tutte le diverse curve e caratteristico di una località climatica, costituisce la premessa teorica al metodo di regolarizzazione delle curve di caso critico.

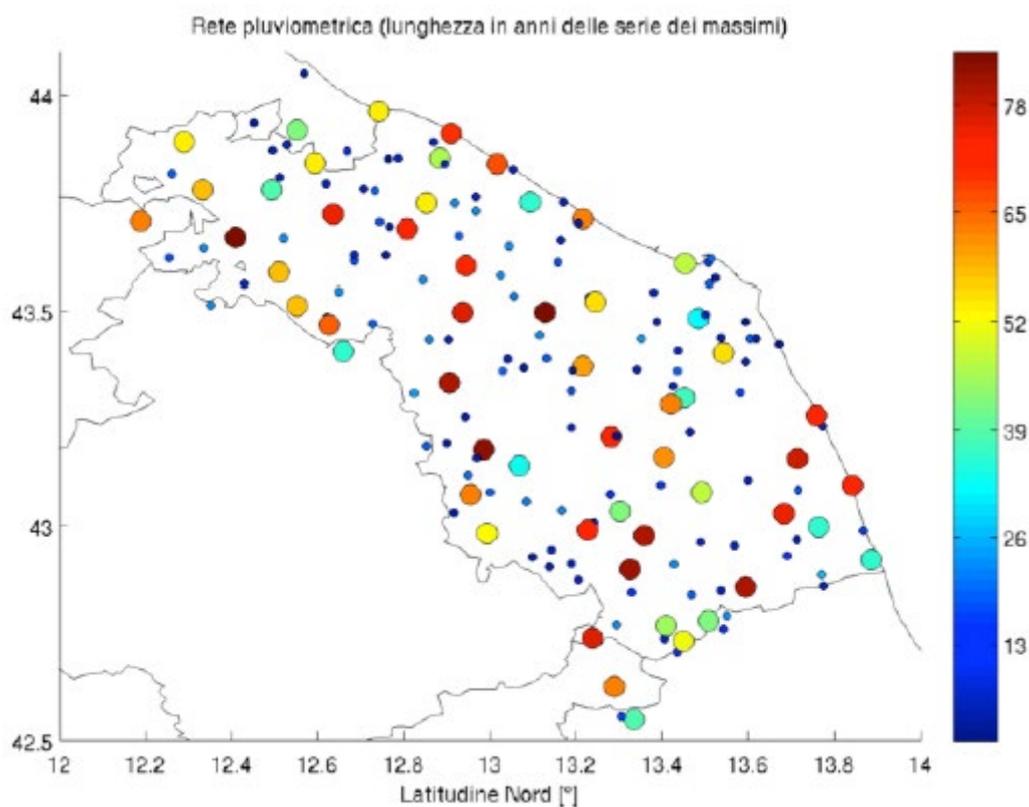


Fig. 4.2 – Mappa della lunghezza delle serie disponibili per tutti i pluviometri. Sono stati evidenziati con simboli più grandi i pluviometri aventi più di 40 anni di dati.

I dati utilizzati per la regionalizzazione delle precipitazioni intense sono le serie storiche delle precipitazioni estreme di durata prefissata (1, 3, 6 12 e 24 ore) per tutti i pluviometri della rete del Centro Funzionale della Regione Marche sino all'anno 2014, compresi i dati pubblicati negli Annali Idrologici parte I dell'Ufficio Idrografico e Mareografico di Bologna sino al 1989, con l'aggiunta degli strumenti della rete ASSAM. Il numero di pluviometri disponibili è 168 per la rete del Centro Funzionale e 74 per la rete ASSAM, per un totale di 242 serie storiche.

Per ognuna delle serie pluviometriche vengono testate diverse Distribuzioni di Estremo. L'analisi ha mostrato che la GEV (Generalized Extreme Value distribution) si adatta bene alla totalità dei pluviometri, evidenziando la mancanza di una struttura più complessa di precipitazioni eccezionali che avrebbe potuto richiedere una modellazione con una distribuzione TCEV (Two-Component Extreme Values Distribution).

Dall'analisi del fitting tra le curve a sito singolo si è potuto osservare, quindi, che le serie storiche analizzate dell'intera rete pluviometrica regionale appartengono a una stessa regione omogenea.

Tale risultato è coerente con l'orogenesi delle precipitazioni intense sulla regione di interesse. Successivamente le serie di massimi annuali di durata un'ora sono state adimensionalizzate ciascuna con la propria media e plottate su carta probabilistica (Figura 4.3).

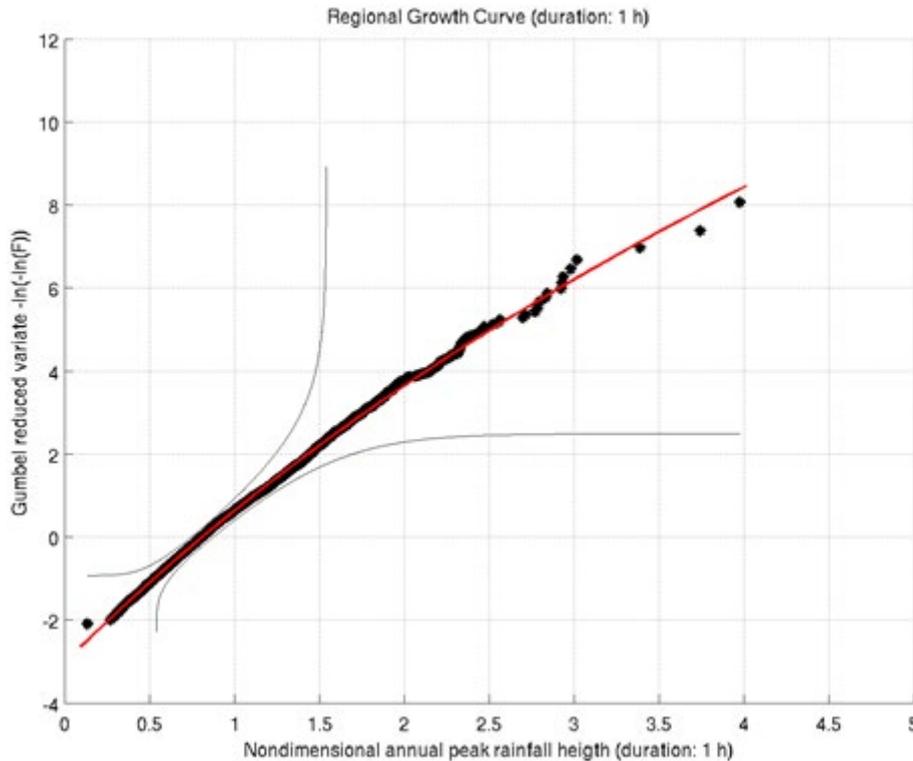


Fig. 4.3 - Curva di crescita delle precipitazioni estreme di durata 1 ora adimensionalizzate rispetto alla propria media (pallini neri), curva GEV di fitting (linea rossa) e fasce di confidenza al 99%.

Sul campione delle precipitazioni di durata 1 ora così ottenuto, che comprende quindi tutte le osservazioni di tutte le stazioni adimensionalizzate ognuna con la propria media, è stata fittata la distribuzione di probabilità genitrice, cioè la distribuzione della variabile adimensionale, che è risultata anch'essa una GEV con ottimo accordo con le osservazioni. La procedura è stata ripetuta per le restanti durate (3, 6, 12, 24 ore) ottenendo risultati analoghi.

Le distribuzioni GEV così fittate si adattano molto bene alle osservazioni di tutti i sensori, non solo perché le osservazioni stesse si mantengono tutte all'interno delle bande di confidenza, ma anche perché la curva di crescita adimensionale descrive molto bene i dati stessi. Questo risultato, da un lato, permette di rifiutare definitivamente l'ipotesi che le precipitazioni estreme potessero essere descritte da modelli probabilistici più complessi, come la TCEV, dall'altro conferma l'ipotesi iniziale che tutto il territorio delle Marche costituisca un'unica regione omogenea dal punto di vista pluviometrico, cioè le piogge adimensionali hanno la stessa distribuzione di probabilità su tutto il territorio.

In seguito all'osservazione che le GEV fittate per le diverse durate sono in effetti estremamente simili tra di loro, è stata fatta un'analisi ulteriore combinando le piogge adimensionali di tutti i pluviometri e di tutte le durate, e confrontandoli con la GEV stimata per le piogge di durata 1 ora. Il risultato mostra come la GEV fittata per i dati a 1 ora descrive molto bene anche tutte le altre durate, i cui dati sono sempre contenuti entro le fasce di confidenza al 99%. Quest'ultimo risultato permette di definire quindi come unica variabile indice per l'analisi l'altezza di pioggia estrema di durata 1 ora media, valida anche per tutte le altre durate. Nel seguito tale variabile viene identificata come pioggia indice.

Per poter definire l'altezza di precipitazione per assegnata durata e assegnato tempo di ritorno è necessario spazializzare la pioggia indice. A tale scopo è stata eseguita un'analisi di regressione con un set di variabili topografiche. Una volta ottenuta un'eventuale relazione con una o più variabili spaziali, la procedura per ottenere la distribuzione delle piogge estreme in un dato punto dell'area di interesse consiste nel calcolare, mediante la regressione identificata, la variabile indice nel punto dato e poi usarla per dimensionalizzare la curva di crescita ottenuta nel paragrafo precedente.

Le variabili topografiche che sono state prese in considerazione per l'analisi di regressione sono:

- La quota sul livello del mare;
- La pendenza del versante;
- L'esposizione del versante;
- Un opportuno indice di shading orografico;
- La distanza dalla costa.

In particolare, per quanto riguarda la quota è stato utilizzato un modello digitale del terreno DEM (Digital Elevation Model) con risoluzione spaziale pari a 250 m. Successivamente è stata considerato sia il DEM originale sia il dem processato con filtri spaziali a finestra mobile (3x3 e 5x5 pixel), sia il DEM risultante da un'analisi con la trasformata di Fourier 2D, a seguito della quale sono state eliminate le armoniche con frequenza più alta (procedura di smoothing del DEM).

La pendenza e l'esposizione sono state ricavate sia dal DEM nativo che da quello ottenuto con il filtro spaziale 3x3. L'indice di shading orografico è stato calcolato mediante la convoluzione del DEM con un set di kernel asimmetrici appositamente costruiti e derivati dal kernel LoG (Laplacian of Gaussian). Il kernel LoG originale, cambiato di segno, è stato opportunamente modulato in una forma che perde la simmetria centrale ed è stato ruotato in varie direzioni, in modo da evidenziare, in ogni punto del DEM, lo shading orografico nelle corrispondenti direzioni. Un totale di 16 direzioni (da 0° a 337.5° rispetto al Nord) sono state prese in considerazione. La variabile indice non ha mostrato dipendenze significative con nessuna delle variabili sopraelencate, sono stati inoltre effettuati tentativi di regressione provando a variare la variabile indice utilizzando diversi quantili delle GEV adimensionali, ma senza variazioni significative dei risultati.

L'espressione finale della LSPP (Regione Marche), in funzione del tempo di ritorno T (anni) e della durata d (ore), è quindi:

$$H(d,T) = 0.5711 \cdot \left[5.0286 \left(-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right)^{-0.0524} - 4.1950 \right] \cdot ad^n$$

Si riportano nella tabella di seguito i valori di a ed n utilizzati per lo studio idrologico dei bacini in oggetto e l'altezza di pioggia di progetto per Tr 200 e $d = t_c < 1$ ora.

STAZIONE	a	n	BACINO
<i>Amandola</i>	38.10	0.31	16

INTERFERENZA	H (d, Tr) [mm]
16	18.06

Tab. 4.4 Parametri a ed n e relativa altezza di pioggia per Tr 200.

4.2.3 Valutazione delle perdite

PROGETTAZIONE ATI:

Nella modellazione matematica del processo di trasformazione afflussi-deflussi, per la valutazione della pioggia netta si adottano spesso metodologie più complesse della semplice adozione di un coefficiente di deflusso. Le principali perdite idrologiche che si determinano su un bacino idrografico sono: l'intercettazione, l'evaporazione e l'evapotraspirazione determinate dalla vegetazione; la ritenzione nelle depressioni superficiali; l'infiltrazione nelle superfici permeabili. L'infiltrazione sulle aree permeabili o semipermeabili dei bacini è senz'altro il fenomeno quantitativamente più ragguardevole, mentre meno significativo, ma non sempre trascurabile, potendo raggiungere in alcuni casi l'entità di alcuni millimetri di pioggia, è la perdita che avviene sul bacino per l'immagazzinamento delle depressioni superficiali del terreno, dalle quali l'acqua viene successivamente sottratta per evaporazione o infiltrazione. Le perdite dovute all'intercettazione, all'evaporazione e alla evapotraspirazione risultano modeste nell'ambito dei singoli eventi di piena. Esse assumono invece maggiore importanza quando vengano presi in conto periodi di notevole durata comprendenti anche numerosi eventi di pioggia poco rilevanti. Ne consegue che tali perdite vengono normalmente non considerate nell'ambito dei modelli di piena, mentre devono essere tenute in conto quando si faccia riferimento a modelli completi. La perdita per intercettazione ed evaporazione è l'aliquota di precipitazione che è trattenuta dalla vegetazione e, assorbita da questa o restituita all'atmosfera attraverso l'evaporazione, non raggiunge il suolo. L'altezza totale di pioggia intercettata è, quindi, sommo di una quantità molto piccola (0.2 - 1.2 mm) trattenuta sul fogliame e da una quantità che, evaporando, continuamente si rinnova. Quest'ultima è proporzionale, oltre che alla superficie bagnata e alla durata della pioggia, anche a un fattore di evaporazione strettamente dipendente dalla temperatura e dall'umidità dell'aria. Così la perdita per intercettazione ed evaporazione è essenzialmente concentrata all'inizio dell'evento piovoso ed è percentualmente tanto più alta quanto più piccolo è l'ammontare della precipitazione. Ne consegue che, anche per aree boschive, o con densa copertura a verde, la perdita per intercettazione ed evaporazione, nel caso di singolo evento meteorico con elevata intensità e concentrato nel tempo, assume valori percentuali molto piccoli. La perdita per evapotraspirazione dipende invece da un processo simile a quello dell'evaporazione, solo che in questo caso l'acqua viene sottratta dai primi strati del terreno, nei quali è pervenuta per infiltrazione, dalle piante, e reimmessa nell'atmosfera tramite la traspirazione. Questo fenomeno, mentre influenza il bilancio annuo rendendo, nel tempo, il terreno di nuovo idoneo ad assorbire maggiori quantità d'acqua per infiltrazione, è praticamente da non considerare nel caso del singolo evento con elevata intensità e concentrato nel tempo, in quanto in questo caso la sua azione sulla variazione di capacità d'infiltrazione nel terreno è trascurabile. Nel caso di modelli di piena applicati a bacini idrografici per la stima della massima portata al colmo di piena da assumere a base del dimensionamento di interventi di sistemazione idraulica, date anche le caratteristiche delle precipitazioni massime in tale caso utilizzate, ed in favore di sicurezza, queste due prime cause di perdita sono, quindi, normalmente trascurate.

5. Applicazione del modello afflussi deflussi

La portata al colmo di piena corrisponde alla massima portata generata da una precipitazione di durata *critica* tale da mettere in crisi la rete idrografica e dipende fortemente dall'estensione del bacino.

Questa circostanza è una logica conseguenza del fenomeno di trasferimento che impone che ogni particella liquida che cade in un punto del bacino debba seguire un suo percorso per giungere alla sezione di chiusura, impiegando, a parità di velocità di trasferimento, un tempo tanto maggiore quanto più lungo è il percorso da compiere.

La valutazione della portata idrologica (portata al colmo di piena) è stata condotta scegliendo la portata più cautelativa tra il Metodo SCS-CN e il metodo razionale/cinematico.

Il primo metodo citato, ovvero metodo usualmente denominato "*curve number*" ed elaborato dal *Soil Conservation Service*, è un metodo empirico basato su una semplice equazione secondo la quale il volume specifico (altezza) di pioggia netta, dall'inizio dell'evento meteorico fino all'istante generico t , è legato al volume specifico di pioggia lorda caduta nel medesimo intervallo temporale.

Il volume di deflusso superficiale, Q , è quindi dato dalla seguente espressione:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{(P - I)}$$

in cui:

- F = volume specifico infiltrato;
- S = volume specifico di saturazione di un terreno;
- P = precipitazione;
- I = assorbimento iniziale (valore limite che il terreno può trattenere senza che si abbia formazione di deflusso); poiché le perdite iniziali possono essere correlate all'invaso massimo del suolo I è assunto pari a $0.2S$;

tenendo conto dell'equazione di continuità:

$$F = P - I - Q$$

dalla precedente, si ottiene:

$$Q = \frac{(P - I)^2}{(P - I + S)}$$

Il volume specifico di saturazione S dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, teoricamente può assumere tutti i valori positivi compresi tra zero (superfici perfettamente impermeabili) e infinito (nessuna formazione di deflusso superficiale).

La valutazione di S viene condotta attraverso la seguente relazione:

$$S = S_0 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

in cui:

- S_0 è un fattore di scala, pari a 254 se la pioggia viene espressa in mm;
- CN è il parametro di cui sopra, che può assumere un valore compreso fra 0 e 100; esso rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso. Tale parametro è funzione della permeabilità, delle condizioni di umidità antecedenti l'evento meteorico in esame e dell'uso del suolo.

Per quanto concerne la natura del suolo, la SCS ha individuato quattro classi di permeabilità ottenute dal confronto delle formazioni geologiche presenti nel bacino con tabelle di conversione estratte da studi precedenti:

TIPO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	<i>Scarsa potenzialità di deflusso</i> Comprende forti spessori di sabbie con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde e molto permeabili.
B	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente bassa</i> Comprende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità d'infiltrazione anche a saturazione.
C	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente alta</i> Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità d'argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	<i>Potenzialità di deflusso molto alta</i> Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Per la valutazione del $CN(II)$ si è fatto riferimento ai parametri di CN riscontrati in letteratura scientifica e riportati nella seguente tabella. Le informazioni relative all'uso del suolo dei bacini in oggetto sono state estrapolate in ambiente GIS a partire dalla "Carta dell'uso del suolo 1:10000 (2007)" realizzata mediante immagini digitali multispettrali e ortorettificate con pixel pari a 1 m. Essendo le aree di studio per la maggior parte boschive si è scelto un valore cautelativo di $CN(II)$ pari a 75.

Tipo di copertura			Classe del suolo			
Uso del suolo	Trattamento o pratica	Condizione idrologica	A	B	C	D
Maggesi	a solchi diritti	–	77	86	91	94
Colture a solchi	a solchi diritti	cattiva	72	81	88	91
	a solchi diritti	buona	67	78	85	89
	a reggipoggio	cattiva	70	79	84	88
	a reggipoggio	buona	65	75	82	86
	a re. e terrazze	cattiva	66	74	80	82
	a re. e terrazze	buona	62	71	78	81
Grani piccoli	a solchi diritti	cattiva	65	76	84	88
	a solchi diritti	buona	63	75	83	87
	a reggipoggio	cattiva	63	74	82	85
	a reggipoggio	buona	61	73	81	84
	a re. e terrazze	cattiva	61	72	79	82
	a re. e terrazze	buona	59	70	78	81
Legumi seminati folti o prati in rotazione	a solchi diritti	cattiva	66	77	85	89
	a solchi diritti	buona	58	72	81	85
	a reggipoggio	cattiva	64	75	83	85
	a reggipoggio	buona	55	69	78	83
	a re. e terrazze	cattiva	63	73	80	83
	a re. e terrazze	buona	51	67	76	80
Pascoli		cattiva	68	79	86	89
		discreta	49	69	79	84
		buona	39	61	74	80
	a reggipoggio	cattiva	47	67	81	88
	a reggipoggio	discreta	25	59	75	83
	a reggipoggio	buona	6	35	70	79
Prati		buona	30	58	71	78
Boschi		cattiva	45	66	77	83
		discreta	36	60	73	79
		buona	25	55	70	77
Aziende agricole		–	59	74	82	86
Strade sterrate		–	72	82	87	89
Str. pavimentate		–	74	84	90	92

Il secondo metodo è il metodo cinematico in cui la stima degli afflussi meteorici sul bacino e conseguentemente il calcolo dell'altezza di pioggia puntuale di assegnato tempo di ritorno viene effettuato sulla base della procedura di analisi statistica delle piogge intense e di breve durata illustrata nel capitolo precedente, utilizzando i dati disponibili per le stazioni pluviometriche afferenti al bacino. Per il calcolo della portata di massima piena con tempi di ritorno pari a 200 anni è stato sviluppato il metodo razionale, il quale è l'espressione di un modello deterministico elementare a fondamento cinematico. Nell'applicazione del metodo si attribuisce implicitamente all'evento di piena la stessa probabilità dell'evento di pioggia e quindi il medesimo tempo di ritorno. La valutazione della portata di piena di assegnato tempo di ritorno, sulla base di uno schematico bilancio idrologico, è data dalla seguente relazione:

$$Q = \frac{\phi \cdot ARF \cdot S \cdot H(t_c)}{3,6 \cdot t_c}$$

nella quale:

ϕ è il coefficiente di deflusso e rappresenta l'aliquota di precipitazione che, in occasione dell'evento meteorico, scorre in superficie;

ARF è il coefficiente di ragguglio delle piogge all'area ed esprime il rapporto tra l'altezza di pioggia media su tutto il bacino e l'altezza di pioggia in un punto al suo interno, valutati a parità di durata e di tempo di ritorno;

S è la superficie del bacino, espressa in Km²;

T_c è il tempo di corrivazione, espresso in ore;

H è l'altezza di precipitazione che cade in un punto del bacino per una durata pari a t_c per un assegnato tempo di ritorno, espressa in mm;

3,6 è un fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere la portata in m³/s.

La metodologia, proposta sul PRG degli Acquedotti della Regione Marche, suggerisce un coefficiente ϕ di ragguglio da applicare all'altezza di pioggia nel baricentro del bacino:

$$\phi = 1 \quad \text{per } S_{\text{tot}} < 20 \text{ kmq;}$$

$$\phi = 1,13 S_{\text{tot}}^{-0,04} \quad \text{per } 20 < S_{\text{tot}} < 200 \text{ kmq;}$$

$$\phi = 1,82 S_{\text{tot}}^{-0,13} \quad \text{per } 200 < S_{\text{tot}} < 1500 \text{ kmq.}$$

Con il metodo razionale/cinematico si osserva che la massima portata si ha in corrispondenza del tempo di pioggia uguale al tempo di corrivazione se si osserva che l'intensità di pioggia decresce all'aumentare del tempo di pioggia t (Fig. 5.1).

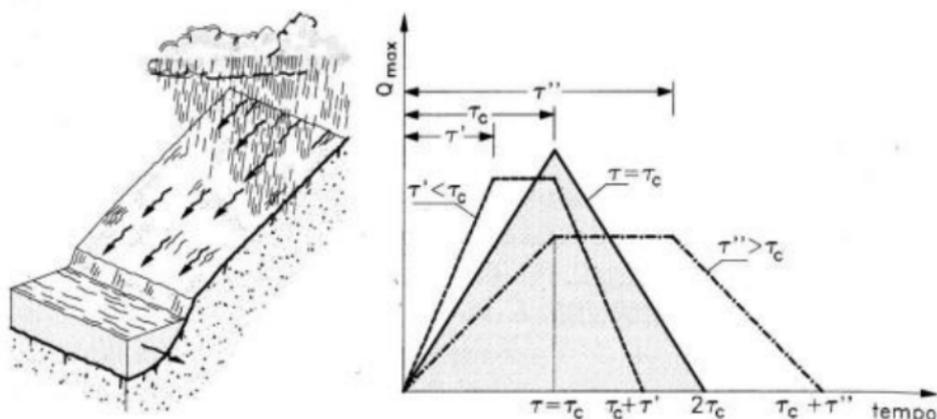


Fig. 5.1 – Idrogramma di piena per differenti durate di sollecitazione meteorica.

La stima del coefficiente di deflusso è stata eseguita utilizzando la tabella seguente (V. Ferro – Sistemazione dei bacini idrografici – 2006):

Tipo di suolo	Copertura del Bacino		
	Coltivazioni	Pascoli	Boschi
Molto permeabile (sabbioso o ghiaioso)	0.20	0.15	0.10
Mediamente permeabile (Terreni di medio impasto, Terreni senza strati di argilla)	0.40	0.35	0.30
Poco Permeabili (Suoli argillosi, con strati di argilla in prossimità della superficie, suoli poco profondi su substrato roccioso impermeabile)	0.50	0.45	0.40
Coefficienti di deflusso in funzione della tipologia del suolo e della copertura			

Essendo le aree di studio per la maggior parte boschive si è scelto un valore cautelativo del coefficiente di deflusso pari a 0,30.

5.1 Calcolo del tempo di corrivazione

Il calcolo del tempo di corrivazione, t_c , si rende necessario in quanto con esso si individua la durata dell'evento di precipitazione critico per il bacino. La sua stima può essere effettuata utilizzando una delle diverse formulazioni empiriche o semi-empiriche che ne correlano il valore a caratteri morfologici del bacino idrografico o dell'asta fluviale. La scelta della formula per il calcolo del tempo di corrivazione è uno dei momenti critici della procedura qui descritta. Infatti, questo parametro è di tipo soggettivo e quindi la sua definizione è legata all'esperienza del progettista, che potrà avvalersi anche di quanto presente in letteratura o raccomandato dall'Autorità di Bacino, tenendo presente che una sottostima del tempo di corrivazione tenderà a fornire delle portate di maggior valore e viceversa. Nell'ambito del presente studio, si è fatto riferimento alla sintesi tra diverse formulazioni, ciascuna riconosciuta affidabile per la stima del tempo di corrivazione di bacini idrografici di determinate estensioni. Tutte le formulazioni

risultano ampiamente documentate in letteratura e di consolidato uso nella pratica progettuale. Per bacini di superficie compresa tra 0.1 e 20 km² si adotta la formula seguente, di sintesi tra i metodi proposti da Kirpich, Watt-Chow, Pezzoli ritenuta valida per bacini idrografici di modesta estensione:

$$t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8}$$

dove:

t_c è il tempo di corrivazione in ore;

L è la lunghezza dell'asta fluviale in km;

P è la pendenza media percorso idraulico m/m.

Per i bacini di superficie maggiore di 50 km² si è scelto il metodo di Giandotti, il quale utilizza la seguente forma:

$$t_c = \frac{1.5 L + 4\sqrt{S}}{0.8 \sqrt{H_{med} - H_{min}}}$$

dove:

t_c è il tempo di corrivazione in ore;

L è la lunghezza dell'asta fluviale in km;

S è la superficie del bacino (kmq);

H_{med} è l'altitudine media del bacino (m);

H_{min} è l'altitudine alla sezione di chiusura considerata (m).

Nella tabella riepilogativa di seguito si riporta il raffronto tra le portate calcolate con il metodo cinematico e il metodo CN – SCS; in via cautelativa si ritiene opportuno assumere come portata di progetto Q (Tr 200) la maggiore tra le due.

INTERFERENZA	L_{MAX} [m]	Area [kmq]	T_c [ore]	MODELLO CINEMATICO	MODELLO CN - SCS	
				Q_{max} (Tr 200) [mc/s]	CN (II)	CN_Q max (Tr 200) [mc/s]
16	826.15	0.37	0.03	21.59	75.00	0.05

6. ANALISI IDRAULICA

6.1 Introduzione

L'analisi delle interazioni che si verificano fra la corrente idrica, l'alveo del corso d'acqua in cui questa defluisce e le strutture in alveo degli attraversamenti fluviali è stata oggetto negli ultimi anni di una rinnovata attenzione da parte di progettisti e ricercatori.

La presenza di un attraversamento, infatti, quand'anche si prescindia dai problemi derivanti da un suo eventuale collasso o danneggiamento, può indurre conseguenze rilevanti sulla morfologia dell'alveo fluviale, sulle caratteristiche idrauliche della corrente e sullo stesso regime delle portate di piena. Ad esempio, si possono verificare migrazioni laterali d'alveo indotte dalla presenza in alveo delle infrastrutture del ponte, in particolare dei rilevati di accesso, riduzione della capacità di deflusso e conseguente rialzo dei livelli del pelo libero di monte, e formazione di invasi a monte del manufatto di attraversamento che possono essere amplificati dalla parziale ostruzione delle luci del ponte ad opera di detriti lapidei e vegetali trasportati dalla corrente. La formazione di tali invasi temporanei può avere conseguenze particolarmente rilevanti, poiché da un lato può provocare un sensibile rialzamento dei livelli a monte e conseguente sormonto dell'impalcato, dall'altro l'insorgenza di sollecitazioni anomale sia sulle pile dei ponti che soprattutto sull'impalcato. Ciò può portare al collasso del ponte, fenomeno che si sviluppa usualmente in tempi piuttosto brevi; si verifica così lo svaso rapido del volume idrico accumulato a monte, che si traduce in un incremento anche notevole del valore di portata del colmo di piena transitante a valle rispetto alla situazione di alveo indisturbato.

Nei paragrafi seguenti, dopo una sintesi dei principali riferimenti normativi relativi alla progettazione ed alla verifica della sicurezza degli attraversamenti fluviali, sono brevemente descritte gli approcci metodologici, i parametri idraulici e le formule applicative utilizzate per la valutazione quantitativa dei fenomeni di rigurgito della corrente a monte degli attraversamenti e dei fenomeni erosivi alla base delle strutture in alveo.

6.2 Riferimenti normativi

Il Capitolo 5 delle NTC 2018 e successiva Circolare 21 gennaio 2019 n.7 C.SS.LL.PP. tratta i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari ed in particolare al paragrafo C5.1.2.3 **COMPATIBILITÀ IDRAULICA** fornisce i criteri di progettazione in relazione alle interferenze idrauliche prescrivendo quanto segue:

Ai fini dell'applicazione del punto 5.1.2.3 della Norma, s'intende per alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto. Quest'ultima è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a $T_r = 200$ anni, dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati.

Gli elementi del ponte, quali le opere strutturali, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, fanno parte di un progetto unitario corredato dallo studio di compatibilità idraulica di cui al punto 5.1.2.3 delle NTC. Il progetto sarà impostato tenendo in considerazione la necessità di garantire l'accesso per il ripristino dell'officiosità idraulica degli attraversamenti parzialmente o totalmente intasati dai detriti durante gli eventi di piena.

Quando, per caratteristiche del territorio e del corso d'acqua, si possa verificare nella sezione oggetto dell'attraversamento il transito di tronchi di rilevanti dimensioni, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia indicativamente non inferiore a 6÷7 m. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave sarà comunque non inferiore alla quota della sommità arginale per l'intera luce. Per tutti gli attraversamenti è opportuno sia garantito il transito dei mezzi di manutenzione delle sponde e/o delle arginature.

In particolare, in relazione ai tombini la Norma così stabilisce:

Restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m³/s. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti. La scelta dei materiali deve garantire la resistenza anche ai fenomeni di abrasione e urto causati dai materiali trasportati dalla corrente.

Oltre a quanto previsto per gli attraversamenti dalla Norma, nella Relazione idraulica è opportuno siano considerati anche i seguenti aspetti:

- è da sconsigliare il frazionamento della portata fra più canne, tranne nei casi in cui questo sia fatto per facilitare le procedure di manutenzione, predisponendo allo scopo luci panconabili all'imbocco e allo sbocco e accessi per i mezzi d'opera;
- sono da evitare andamenti planimetrici non rettilinei e disallineamenti altimetrici del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua.
- per sezioni di area maggiore a 1,5 m² è da garantire la praticabilità del manufatto;
- il tombino può funzionare sia in pressione che a superficie libera, evitando in ogni caso il funzionamento intermittente fra i due regimi: nel caso in una o più sezioni il funzionamento sia in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare 1,5 m/s;
- nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m;
- il calcolo idraulico è da sviluppare prendendo in considerazione le condizioni che si realizzano nel tratto del corso d'acqua a valle del tombino;
- la tenuta idraulica deve essere garantita per ciascuna sezione dell'intero manufatto per un carico pari al maggiore tra: 0,5 bar rispetto all'estradosso o 1,5 volte la massima pressione d'esercizio;
- il massimo rigurgito previsto a monte del tombino deve garantire il rispetto del franco idraulico nel tratto del corso d'acqua a monte;

- nel caso sia da temersi l'ostruzione anche parziale del manufatto da parte dei detriti galleggianti trasportati dalla corrente, è da disporre immediatamente a monte una varice presidiata da una griglia che consenta il passaggio di elementi caratterizzati da dimensioni non superiori alla metà della larghezza del tombino; in alternativa il tombino è da dimensionare assumendo che la sezione efficace ai fini del deflusso delle acque sia ridotta almeno alla metà di quella effettiva. È in ogni caso da garantire l'accesso in alveo ai mezzi necessari per le operazioni di manutenzione ordinaria o straordinaria da svolgere dopo gli eventi di piena;

- i tratti del corso d'acqua immediatamente prospicienti l'imbocco e lo sbocco del manufatto devono essere protetti da fenomeni di scalzamento e/o erosione, e opportune soluzioni tecniche sono da adottare per evitare i fenomeni di sifonamento.

Nel caso il tombino sia opera provvisoria, ovvero a servizio di un cantiere, le precedenti disposizioni possono essere assunte come elementi di riferimento, tenendo opportunamente conto del tempo di utilizzo previsto per l'opera provvisoria stessa.

6.3 Metodo di calcolo

I fenomeni di deflusso in esame si caratterizzano per la prevalenza di una dimensione rispetto alle altre, ed appare quindi del tutto ragionevole l'accettazione della ipotesi di monodimensionalità del moto che, consentendo notevoli semplificazioni del sistema di equazioni differenziali che governando il fenomeno, ne assicurano la risolubilità con tempi di calcolo ragionevoli. Tale ipotesi, ancorché generalmente adottata, deve essere tuttavia attentamente valutata in presenza di estesi fenomeni di esondazione o in prossimità di ostacoli presenti in alveo quali ponti, soglie, o briglie, cui consegue per il moto l'acquisizione di spiccati caratteri di bi o tridimensionalità.

Un ragionevole compromesso tra l'accuratezza e lo sforzo computazionale appare pertanto quello di limitare la simulazione, in condizioni di portate estreme, all'ipotesi di condizioni di quasi stazionarietà concomitanti con il passaggio del colmo di piena, ed adottando differenti coefficienti di scabrezza e di ragguglio delle velocità per le aree golenali, rispetto all'alveo vero e proprio. Anche in tali condizioni, assai incerte rimangono le determinazioni relative alla effettiva direzione del moto ed al conseguente fenomeno di riduzione delle distanze, per effetto dei tagli temporanei di eventuali curve, e delle conseguenti accentuazioni della pendenza idrica locale. Infine, la determinazione del coefficiente di scabrezza da assegnare a ciascun tronco di alveo, unitamente alla ipotesi di indeformabilità dei contorni costituenti la sezione, palesemente non veritiera specialmente durante accentuati eventi di piena, costituiscono altrettanti limiti alla attendibilità delle valutazioni ottenibili. Peraltro, alla luce della convenzionalità della definizione di rischio potenziale, soprattutto per elevati valori del tempo di ritorno caratteristico dell'evento esaminato, la metodologia prevista appare ragionevolmente corretta anche se suscettibile di affinamenti sia concettuali che applicativi.

Un aspetto assai rilevante ai fini della valutazione qualitativa dei risultati conseguibili dalla adozione di un modello numerico siffatto è rappresentato dalle caratteristiche di affidabilità delle determinazioni relative alle "condizioni al contorno", in termini di livelli idrici nelle sezioni di controllo del sistema. La particolare natura delle aste fluviali considerate consiglia l'adozione dell'ipotesi semplificativa di raggiungimento delle condizioni di moto uniforme alla estremità di monte o di valle del tronco fluviale analizzato.

Nei paragrafi seguenti verranno quindi esposte le metodologie impiegate per le verifiche idrauliche oggetto della presente relazione, evidenziando le ipotesi adottate di semplificazione teorica delle schematizzazioni concettuali dei fenomeni idraulici, ed i criteri di valutazione assunti per la quantificazione dei parametri sintetici.

Data la forte monodimensionalità del moto all'interno del corso d'acqua di interesse, in cui lo sviluppo pressoché rettilineo dell'asse domina per diversi ordini di grandezza sulle dimensioni della sezione trasversale interessata dal moto della corrente, ed in considerazione della regolarità della forma morfologica d'alveo, il calcolo dei profili di corrente è stato effettuato adottando le ipotesi di monodimensionalità e di regime permanente del moto.

Le verifiche idrauliche sono state quindi condotte con un modello numerico monodimensionale per il calcolo dei profili di corrente in moto permanente implementato dal U.S. Army Corps of Engineers in un programma per elaboratore elettronico di ampia diffusione e di consolidata pratica d'uso quale HEC-RAS River Analysis System.

PROGETTAZIONE ATI:

Il modello prescelto simula il moto permanente gradualmente variato in canali aperti con contorni fissi. L'equazione base è quella della continuità dell'energia:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha V_1^2 / 2g = Z_2 + Y_2 + \alpha V_2^2 / 2g + h_e$$

dove Z è la quota del fondo del canale ed Y il tirante idrico in corrispondenza delle sezioni, α è un coefficiente che tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità dell'acqua, V è la velocità media dell'acqua, g l'accelerazione di gravità, h_e è la perdita di carico tra le sezioni 1 e 2. Nel caso di distribuzione uniforme della velocità e di assenza di perdita di carico la precedente si trasforma nell'equazione di Bernouille:

$$Z_i + Y_i + V_i^2 / 2g = Costante$$

L'equazione precedente è applicabile a canali a moderata pendenza, ovvero a corsi d'acqua con pendenza di fondo tale che il cos ϕ sia circa pari all'unità. Il metodo di soluzione adottato da HEC-RAS per l'equazione di continuità dell'energia applicata al moto permanente gradualmente vario richiede l'assunzione che la perdita di carico in una sezione sia la stessa che si avrebbe in moto uniforme a parità di sezione e velocità dell'acqua. HEC-RAS usa la formula del moto uniforme di Manning per valutare le perdite di carico:

$$V = (1/n) R^{2/3} S_f^{1/2}$$

dove V (m/s) è la velocità media dell'acqua nella sezione, n è il coefficiente di scabrezza, R (m) il raggio idraulico della sezione bagnata ed S_f la pendenza della linea piezometrica dovuta alle perdite di carico ripartite lungo l'alveo. Le due equazioni consentono la determinazione del profilo idrico della corrente una volta note la geometria e la scabrezza dell'alveo e le condizioni del moto alla sezione dalla quale deve iniziare il calcolo del profilo. Poiché due differenti altezze idriche possono produrre la stessa energia specifica (carico cinetico più altezza idrica), è necessario specificare lo stato iniziale della corrente (lenta o veloce).

HEC-RAS impiega lo "standard step method" per risolvere l'equazione di conservazione dell'energia in alvei a sezione variabile. Il programma quindi per approssimazioni successive determina l'altezza dell'acqua alla successiva sezione di calcolo. In generale la procedura è la seguente:

- a. la quota dell'acqua e la portata sono note alla sezione di inizio calcolo (sez. 1)
- b. si calcola l'energia della sezione sulla base dei dati a) e della geometria della sezione
- c. la geometria della sezione successiva (sez. 2) è nota insieme alla distanza tra le due sezioni
- d. si assume una quota dell'acqua alla successiva sezione 2 e se ne calcola il raggio idraulico e l'area sulla base della geometria della sezione stessa. Quindi si determina un valore medio della capacità di deflusso delle due sezioni. La capacità di deflusso di una sezione di un alveo è, per una determinata altezza d'acqua, la portata che può transitare nell'alveo con una pendenza piezometrica unitaria
- e. si calcola la perdita di carico ripartita sulla base del valore medio della capacità di deflusso, della lunghezza del tratto e della portata
- f. si calcola il carico cinetico pesato, $\alpha V^2 / 2g$, nella seconda sezione.

PROGETTAZIONE ATI:

- g. si calcolano le ulteriori perdite di carico dovute alla contrazione ed all'allargamento della sezione sulla base di quanto determinato in f)
- h. si calcola la variazione della quota dell'acqua tra le due sezioni, come variazione della somma del carico cinetico e delle perdite di carico
- i. si calcola la quota dell'acqua nella seconda sezione come somma del primo livello idrico e delle variazioni di quota calcolata in h)
- j. si calcola l'errore tra il livello d'acqua nella sezione 2 assunto in d) e quello calcolato in i)
- k. se l'errore è minore di 1 cm la procedura è ripetuta per le sezioni successive dell'alveo, altrimenti è ripetuta per le stesse due sezioni ma con una nuova stima iniziale dell'altezza d'acqua nella sezione 2 (punto d))

Il coefficiente di scabrezza in un alveo naturale rappresenta una misura globale della resistenza al moto della corrente, in cui si compendiano una molteplicità di fattori, tra i quali la forma e la regolarità della sezione, la presenza quali-quantitativa di vegetazione e le caratteristiche litologiche del materiale d'alveo.

La sua determinazione deve quindi essere condotta con grande attenzione, valutando attentamente le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti interessate al deflusso lungo tutto lo sviluppo dell'asta fluviale di interesse.

Nella pratica tecnica il valore numerico del coefficiente rappresentativo del termine di resistenza nell'equazione del moto può essere determinato facendo ricorso a relazioni e tabelle di natura sperimentale ampiamente disponibili in letteratura tecnica. Tali relazioni forniscono il valore del coefficiente di scabrezza sulla base di analogie delle caratteristiche morfologiche e vegetazionali dell'alveo di interesse ad una serie di situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali già investigate sperimentalmente.

Nel seguito, la determinazione del coefficiente di scabrezza di Manning, utilizzato nelle calcolazioni idrauliche in moto permanente ed uniforme, verrà effettuata facendo riferimento al metodo di comprovata affidabilità, riportato in "Open Channel Hydraulics" (Chow, 1994):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) n_5$$

dove:

- n è il coefficiente di Manning;
- n_0 è un coefficiente che dipende dalla natura del materiale costituente l'alveo variabile tra 0.020 e 0.028 passando da terra a roccia e fino ad alluvioni grossolane;
- n_1 è un coefficiente che dipende dall'entità dell'irregolarità della superficie della sezione, variabile tra 0.000 e 0.020 all'aumentare di questa;
- n_2 è un coefficiente che dipende dalla gradualità e frequenza della variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale, variabile tra 0.000 e 0.015 all'aumentare di queste;

PROGETTAZIONE ATI:

- n_3 è un coefficiente che tiene in conto l'eventuale entità di effetti locali relativi alla presenza di ostacoli puntuali, variabile tra 0.000 a 0.040;
- n_4 è un coefficiente che dipende dall'effetto della vegetazione sulla resistenza al moto dell'acqua, variabile tra 0.000 e 0.0100;
- n_5 è un coefficiente che dipende dal grado di sinuosità longitudinale del corso d'acqua, variabile tra 1.00 e 1.30 all'aumentare di questo.

In primo luogo, occorre fornire le informazioni relative alla geometria del corso d'acqua in un'apposita sezione (geometric data), all'interno della quale si devono definire il corso del fiume (reach), la geometria delle sezioni (cross section geometry), la distanza fra le sezioni (reach lengths) e il coefficiente di scabrezza, rappresentativo delle perdite di carico, secondo la formulazione di Manning. In questa sezione sono disponibili altre opzioni, fra le quali la procedura di interpolazione fra una sezione e l'altra (XS interpolation), molto utile quando occorre infittire il numero di sezioni, qualora i rilievi originali siano troppo distanti fra loro; inoltre, è possibile definire la quota delle sponde (left and right elevations) e degli argini (levees) e inserire nella sezione delle aree dove l'acqua arriva ma non contribuisce al deflusso (ineffective flow areas) e delle coperture (lids). Il codice di calcolo permette anche di fornire la geometria di ponti/tombini in una sezione (bridge e culvert data) nella quale è possibile definire per ogni ponte l'impalcato (deck/roadway), le pile (piers), le spalle (sloping abutments) e le condizioni di calcolo (bridge modelling approach). Successivamente occorre impostare la sezione relativa alle condizioni di moto (steady flow data), definendo la portata di riferimento per le diverse sezioni fluviali e le condizioni al contorno (boundary conditions). A questo punto il codice di calcolo è pronto per eseguire i calcoli idraulici nella sezione denominata steady flow analysis. I risultati delle computazioni idrauliche sono proposti attraverso tabelle riepilogative (cross-section table e profile table) e grafici delle sezioni geometriche (plot cross-section) e del profilo longitudinale (plot profile) e, infine, tramite una visione prospettica tridimensionale del sistema fluviale (x, y, z perspective plot) in parte nella presente Relazione Idrologica-Idraulica e in parte negli Allegati a quest'ultima. L'ipotesi alla base delle formulazioni per la determinazione del profilo idraulico è che il moto dell'acqua nel canale si considera uniforme. Questo significa che tutte le grandezze caratterizzanti la corrente (altezza idrica, velocità media nella sezione, portata, ecc.) risultano costanti nel tempo e nello spazio. Sotto questa ipotesi, la pendenza media disponibile im , definita come il rapporto fra la differenza di quota e la distanza fra la sezione di monte e quella di valle, è esattamente pari alla pendenza piezometrica J , che rappresenta le dissipazioni energetiche per unità di lunghezza. La relazione $im = J$ costituisce l'equazione fondamentale del moto uniforme. La determinazione del profilo teorico in moto permanente è ottenuta tramite l'applicazione del cosiddetto Standard Step Method, basato appunto sull'equazione mono-dimensionale del contenuto energetico della corrente:

$$H_2 - H_1 = h_f - h_e$$

dove H_1 (m) ed H_2 (m) sono i carichi totali della corrente nelle sezioni di monte e di valle del tronco d'alveo considerato, h_f (m) sono le perdite di carico dovute all'attrito del fondo e delle sponde mentre h_e (m) è un termine che tiene conto degli effetti dovuti alla non cilindricità della

corrente. In particolare, h_f dipende principalmente dalla scabrezza del tratto di alveo considerato ed è esprimibile come:

$$h_f = j_f L$$

con j_f pendenza motrice nel tratto di lunghezza L (m).

Il calcolo di j_f è effettuabile con diverse formulazioni in funzione della pendenza motrice J in corrispondenza delle sezioni di inizio e fine di ciascun tratto. Il calcolo del termine J nella singola sezione è effettuato mediante la seguente relazione

$$J = \left(\frac{Q}{K}\right)^2$$

dove

$$Q = K \cdot S_f^{1/2}$$

è la portata di calcolo e K (conveyance) rappresenta un parametro di conducibilità, ricavabile attraverso la seguente espressione:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

dove A (mq) l'area della sezione liquida, R (m) il raggio idraulico e n ($m^{1/3}/s$) è il parametro rappresentativo della scabrezza, espresso in termini di coefficiente di Manning.

Il modello consente di suddividere la sezione in più zone in cui assegnare un valore diverso del parametro n di scabrezza; in particolare è possibile individuare tre zone principali: quella centrale dell'alveo inciso (*main channel*) e due zone laterali golenali (*right and left overbanks*). Ai fini del calcolo, si possono assumere valori del coefficiente n riportati in Tabella 6.1 seguente a seconda della tipologia d'alveo e di golena; tali valori sono da intendersi di riferimento e, quindi, in ogni situazione reale vanno adeguatamente soppesati con le condizioni esistenti.

Corso d'acqua: alveo e area golenale	n Manning ($m^{-1/3} \cdot s$)	k_s Strickler ($m^{1/3} \cdot s^{-1}$)
Tratti montani dei corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione arbustiva-arborea in alveo	0.040÷0.033	25÷30
Corsi d'acqua regolari con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	0.033÷0.028	30÷35
Corsi d'acqua di pianura, con andamento regolare e scarsa presenza di vegetazione	0.028÷0.025	35÷40
Tratti urbanizzati dei corsi d'acqua, con fondo naturale e pareti in massi regolari cementati	0.028÷0.025	35÷40
Corsi d'acqua con fondo e pareti totalmente cementati, in buono stato e privi di manufatti in alveo	0.025÷0.022	40÷45
Tratti tombinati perfettamente lisciati e dotati di dispositivi di trattenuta di materiale flottante o di trasporto	0.020÷0.018	50÷55

Tabella 6.1 Coefficienti di scabrezza.

Per il calcolo della scabrezza equivalente n_c il codice di calcolo utilizza la formula:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \left(P_i \cdot n_i^{\frac{3}{2}} \right)}{P} \right]^{\frac{2}{3}}$$

dove P (m) rappresenta il perimetro bagnato dell'intera sezione, P_i e n_i il perimetro bagnato e il coefficiente di Manning della sezione i -esima.

Il termine h_e dipende, invece, dalla variazione del carico cinetico della corrente tra le sezioni 1 e 2 dovuta al cambio di geometria delle sezioni stesse ed è a sua volta esprimibile come:

$$h_e = \beta \cdot \left| \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} \right|$$

Dove β è un coefficiente di contrazione o espansione dipendente dalle condizioni geometriche del tratto considerato, V_1 e V_2 (mls) sono i valori delle velocità medie agli estremi del tronco a_1 e a_2 sono i coefficienti correttivi dell'energia cinetica.

Sulla base di quanto sopra detto, di quanto riportato in bibliografia, della natura del territorio e delle opere da realizzarsi si sono utilizzati i seguenti coefficienti di Manning:

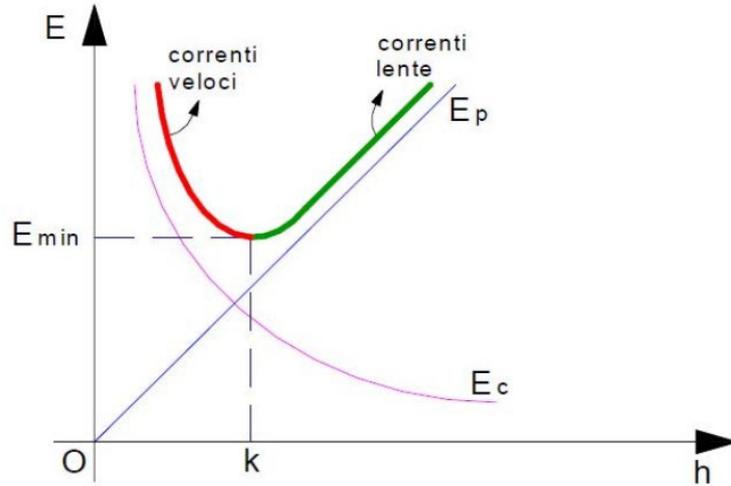
0,15 m ^{1/3} /s	<i>pareti in calcestruzzo dei nuovi tombini idraulici</i>
0,17 m ^{1/3} /s	<i>canale in calcestruzzo grezzo esistente</i>
0,35 m ^{1/3} /s	<i>terreno rinverdito allo stato naturale</i>
0,50 m ^{1/3} /s	<i>tratti di canale in pietra</i>

Al tirante idrico in condizioni di stato critico corrisponde la massima portata teoricamente smaltibile dalla sezione, indipendentemente dalla natura del fondo e delle pareti, nonché dall'inserimento della sezione stessa in un tronco fluviale. Esso è stato valutato imponendo che il numero di Froude, indicato con Fr , assuma valore unitario. In termini di portata e per le sezioni in esame, si scrive

$$Fr = \frac{VA}{\sqrt{A^2 gh_m}}$$

- a) $Fr < 1$ la corrente è lenta;
- b) $Fr > 1$ la corrente è veloce;
- c) $Fr = 1$ la corrente è critica.

Di fondamentale importanza è la determinazione dell'altezza critica, dove si verifica il minimo valore dell'energia specifica E_{min} e risulta determinante per il moto all'interno di un alveo in quanto rappresenta il passaggio da una corrente lenta a veloce e/o viceversa. In corrispondenza dell'altezza critica, il moto è molto instabile ed è sufficiente una piccola variazione in termini di energia specifica per produrre grandi variazioni di livello.



Dal punto di vista computazionale un attraversamento utilizza quattro sezioni che sono utili al fine di calcolare le perdite di energia dovute alla presenza di singolarità della struttura. Schematicamente, queste possono essere visualizzate nella seguente Figura 6.2:

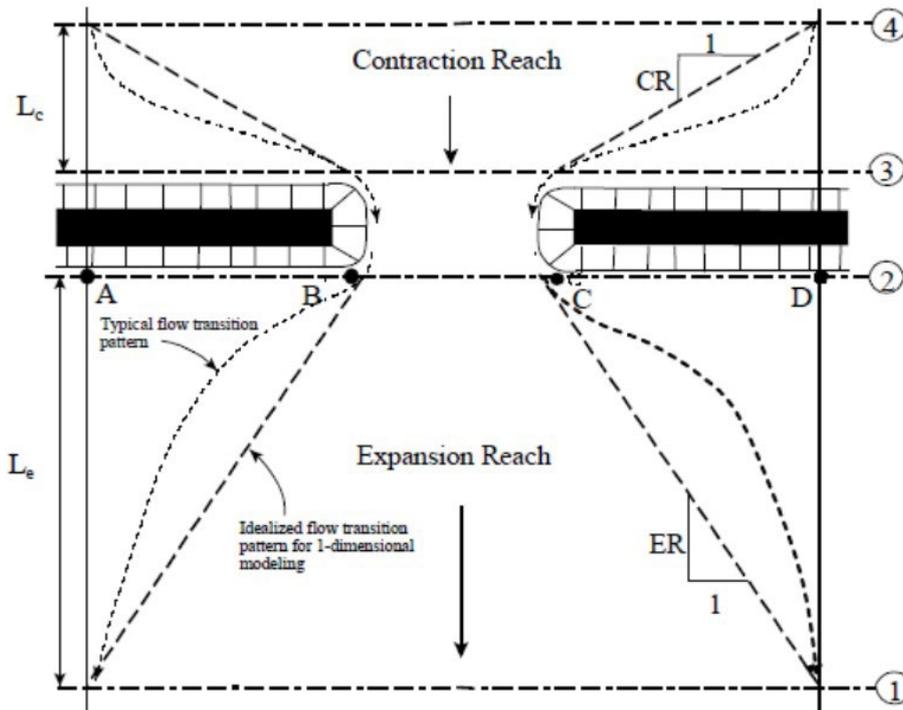


Figura 6.2 - Schema computazionale in presenza di attraversamenti.

La *Cross Section 1* deve essere posizionata sufficientemente a valle dell'attraversamento in modo tale che il flusso idrico non venga influenzato dalla presenza dello stesso. La distanza tra questa sezione e quella posizionata immediatamente a valle dell'attraversamento viene definita lunghezza di espansione (*length expansion*).

Osservando la schematizzazione riportata sopra, questa distanza viene calcolata come il prodotto tra la lunghezza media di ostruzione (media tra AB e CD) ed il rapporto di espansione (Re):

$$Le = Re (AB + CD) / 2$$

La *Cross Section 2* è posizionata immediatamente a valle dell'attraversamento. Questa sezione deve tener conto degli effetti di espansione della corrente idrica che si verificano per la differente natura della luce.

La *Cross Section 3* è posizionata immediatamente a monte dell'attraversamento. La distanza tra questa sezione e il *bridge/culvert*, dovrebbe tener conto degli effetti di contrazione ed espansione della corrente idrica, in corrispondenza dell'area immediatamente a monte dell'apertura.

La *Cross Section 4* è posizionata dove la corrente idrica non risente ancora della presenza dell'attraversamento. La distanza tra questa sezione e la sezione 3 viene definita lunghezza di contrazione (*length contraction*) definita da:

$$Lc = (AB + CD) / 2$$

Il funzionamento in pressione è simulato attraverso la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = C A (2 g H)^{1/2}$$

in cui Q [m^3/s] è la portata defluita attraverso la luce di area A [m^2], H [m] è il dislivello tra il carico ed il pelo libero a valle e C il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quando, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato. Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard:

$$Q = C L H^{3/2}$$

dove Q [m^3/s] è la portata defluita sulla soglia di larghezza L [m], H [m] è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e C è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

7. INTERFERENZE IDRAULICHE

Vengono nel seguito riportati i risultati delle verifiche idrauliche condotte sui corsi d'acqua interferiti dagli assi stradali in progetto.

I criteri di progetto seguiti nel dimensionamento delle opere di attraversamento e presidio in corrispondenza dei corsi d'acqua minori realizzati con tombini consistono essenzialmente in:

- garantire l'assenza di rigurgiti sia in corrispondenza delle portate di modellamento che in quelle delle portate di progetto;
- evitare l'insorgere di fenomeni effossori in prossimità dell'opera prevedendo nei raccordi a monte ed a valle, la realizzazione di opere di presidio elastiche (materassi e gabbioni);
- assicurare con un periodo di ritorno di 200 anni la sicurezza dell'infrastruttura stradale.

Nel dimensionamento delle opere si è cercato di non determinare restringimenti significativi delle sezioni del corso d'acqua verificando che i massimi livelli per l'evento di progetto non determinino gradi di riempimento superiori al 70% dell'altezza dell'opera durante il normale funzionamento.

Particolari accorgimenti sono stati adottati per una corretta manutenzione dell'opera, onde poter ridurre al minimo gli interventi atti a garantirne l'efficienza e, in ogni caso, a ridurre a livelli minimi i costi delle opere.

In questa fase progettuale, in relazione al livello di dettaglio dei dati disponibili, le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di moto uniforme con riferimento sia alle condizioni attuali che a quelle di progetto.

Per il tratto stradale in esame le opere di progetto sono quelle che sottendono i bacini caratterizzati come descritto nel capitolo dell'idrologia e dettagliato nella tabella che segue.

Per quanto riguarda i tombini, quest'ultimi sono opere d'arte che hanno la funzione di consentire l'attraversamento del corpo stradale alle acque meteoriche raccolte a monte mediante canalizzazioni artificiali. Per poter effettuare la verifica degli attraversamenti idraulici previsti da progetto, si è proceduto alla determinazione della capacità di convogliamento delle acque dei canali alle sezioni. Questo dato, confrontato con le aree inondabili precedentemente descritte nell'analisi idrologica, permetterà di accertare la sicurezza idraulica degli attraversamenti, le cui sezioni di verifica sono state ottenute mediante rilievo plano-altimetrico di dettaglio.

Il predimensionamento stato condotto sotto l'ipotesi di moto uniforme; le caratteristiche del campo di velocità, dunque, non variano né con lo spazio né con il tempo. La legge utilizzata per il predimensionamento è quella di Chézy:

$$Q = A \chi \sqrt{R i}$$

in cui:

Q portata (l/s);

PROGETTAZIONE ATI:

- χ coefficiente di conduttanza ($m^{1/2}/s$);
- R raggio idraulico, pari al rapporto tra l'area bagnata e il perimetro bagnato della sezione trasversale (m);
- i pendenza longitudinale (%);
- A area bagnata (m^2).

Per la determinazione del coefficiente χ si applica la formula empirica di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k R^{1/6}$$

in cui k ($m^{1/3}/s$) che è il coefficiente di Gauckler-Strickler viene assunto pari a 65, valore tipico per pareti di cemento.

Sostituendo il coefficiente χ nella legge di Chézy-Strickler ottengo la seguente relazione:

$$Q = A k R^{2/3} i^{1/2}$$

dove $i = 1,0\%$.

Per quanto riguarda il franco idraulico, come riportato in precedenza, la NTC 2018 al Capitolo "C5.1 Ponti Stradali" recita: "nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m." Pertanto, per gli attraversamenti idraulici dimensionati nel presente progetto, è stato rispettato sempre il franco minimo di 0,50 m imposto dalla Normativa vigente.

La portata specifica afferente a ciascun tombino, valutata con un $Tr=200$ anni, è stata determinata nella precedente analisi idrologica. Affinché possa transitare la portata di progetto succitata, la portata calcolata con la legge di Chézy-Strickler deve essere necessariamente maggiore della prima. Nella seguente Tab. si riportano la risoluzione delle interferenze in oggetto che sottendono i bacini studiati.

INTERFERENZA	Q (Tr 200) [m³/s]	Area Bacino [kmq]	Dimensione opera prevista da progetto (L [m])
16	21.59	0.37	ponete L = 140

Tab. 7.1 Riepilogo delle opere idrauliche per la risoluzione delle interferenze.

Per lo studio delle interferenze 16 (Fig. 7.2), per la quale si prevede un ponte di luce 140 m, viene verificato di seguito, per il Q (Tr 200), attraverso l'utilizzo del software HEC-RAS, che gli interventi di progetto siano compatibili con le NTC 2018 le quali al capitolo 5 paragrafo 5.2.1.3 - *Compatibilità Idraulica* – recita: "Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1.50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo dell'alveo."

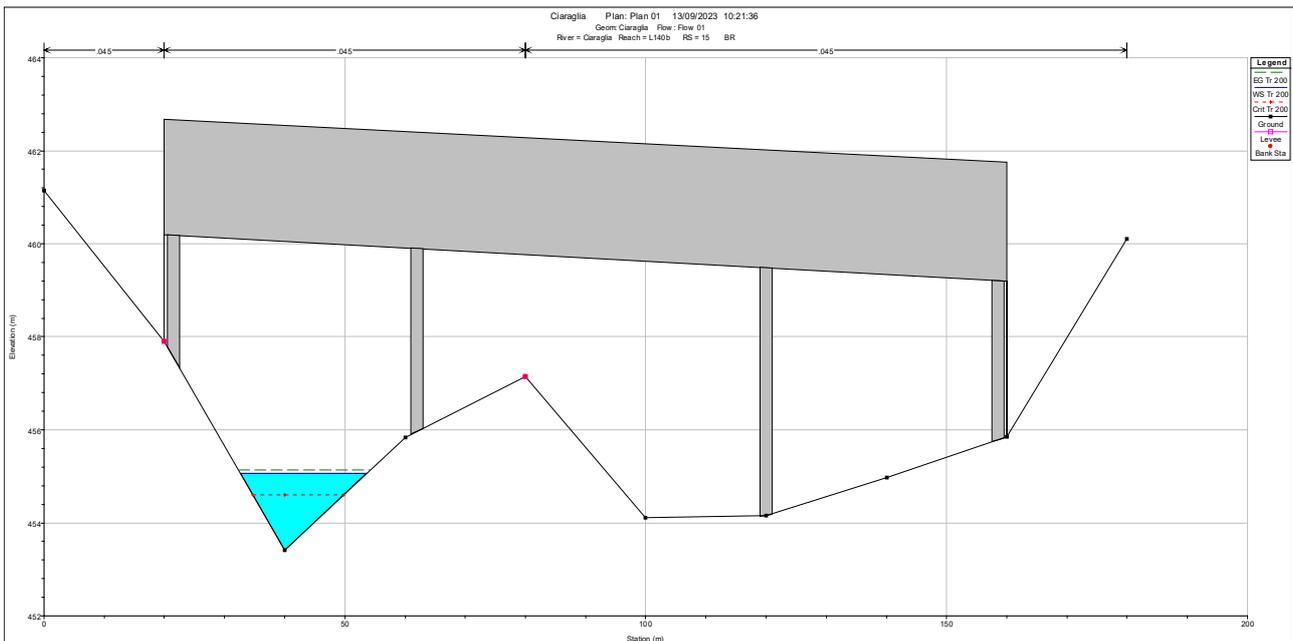


Fig. 7.4: Interferenza 16 – Esiti modellazione idraulica intervento di progetto (sezione UP) con franco $F=5,00$ m ($Manning = 0,045$ $m^{-1/3}/s$).

Tutte le opere previste nel progetto presentano dimensioni maggiori rispetto a quelle minime calcolate per garantire adeguata capacità di smaltimento con il relativo franco di sicurezza imposto dalle NTC2018.

8. IDRAULICA DI PIATTAFORMA

Nel presente paragrafo si fornisce una descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse.

Gli schemi della rete di smaltimento verranno studiati per consentire lo scarico a gravità delle acque di drenaggio verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e i corsi d'acqua naturali limitrofi al tracciato.

In merito al dimensionamento, sarà opportuno, tenuto conto dell'importanza delle opere da realizzare e della necessità di garantire un facile smaltimento delle acque dalle pavimentazioni, assumere dati di progetto che assicurino le migliori condizioni di esercizio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto è quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

I criteri progettuali da rispettare sono i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

Data la sensibilità ambientale del sistema idrografico superficiale e del connesso sistema idrogeologico, nel presente progetto si è previsto di realizzare un sistema differenziato di raccolta delle acque meteoriche di dilavamento della sede stradale e delle acque di ruscellamento provenienti dai versanti naturali e dalle scarpate artificiali. Il tratto interessato dal drenaggio differenziato riguarda l'intero asse stradale di progetto. Il sistema di raccolta delle acque provenienti dalla sola piattaforma, che può essere interessata dal dilavamento superficiale per effetto delle acque di prima pioggia, particolarmente inquinanti per la presenza del particolato solido depositato in tempo secco, ed eccezionalmente dallo sversamento di liquidi pericolosi in occasione di incidenti che possono coinvolgere autobotti o mezzi di trasporto di sostanze pericolose, è organizzato in comparti a seconda dell'andamento delle pendenze del profilo stradale e in maniera tale da ottimizzare il numero e la posizione degli scarichi finali ai recettori superficiali. In corrispondenza di ogni scarico, a monte del recettore naturale, è prevista una vasca di trattamento delle acque di prima pioggia e di intercettazione degli sversamenti accidentali. Il sistema di raccolta delle acque non inquinanti provenienti dai versanti naturali, dalle scarpate artificiali e dalle infiltrazioni a tergo delle gallerie può invece essere direttamente convogliato, per il tramite dei fossi di guardia, ai recettori superficiali ubicati in posizione favorevole in relazione all'andamento delle pendenze del terreno.

PROGETTAZIONE ATI:

8.1 Stima delle portate di progetto

Per giungere al dimensionamento di tutti i rami della rete di drenaggio occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di preassegnata frequenza probabile, assunto come sollecitazione di progetto.

Le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 50 anni e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile; per DN<300 mm viene assunto un grado di riempimento h/D massimo del 50% con scabrezza pari $k_s = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per condotte sui ponti/viadotti e $k_s = 120 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per condotte in PVC. Il tempo di accesso alla rete minimo di è di 10 minuti a cui va sommato il tempo di percorrenza t_r relativo ad ogni tratto di drenaggio.

Di seguito vengono riportate le altezze di pioggia di progetto impiegate per il dimensionamento delle opere di drenaggio delle acque di piattaforma per $T_r 50$.

INTERFERENZA	Rd (d,Tr) [mm]
16	14.66

La portata di progetto viene calcolata attraverso la formulazione con il metodo cinematico vista in precedenza:

$$Q = \frac{\phi \cdot ARF \cdot S \cdot H(t_c)}{3,6 \cdot t_c}$$

nella quale:

ϕ è il coefficiente di deflusso e rappresenta l'aliquota di precipitazione che, in occasione dell'evento meteorico, scorre in superficie (0,90 per superfici asfaltate, 0,50 per le superfici di scarpate e versanti);

ARF è il coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area ed esprime il rapporto tra l'altezza di pioggia media su tutto il bacino e l'altezza di pioggia in un punto al suo interno, valutati a parità di durata e di tempo di ritorno (pari a 1 nel caso della piattaforma stradale);

S è la superficie della piattaforma stradale, espressa in Km^2 ;

t_c è il tempo di corrivazione, espresso in ore;

H è l'altezza di precipitazione che cade in un punto del bacino per una durata pari a t_c per un assegnato tempo di ritorno, espressa in mm;

3,6 è un fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere la portata in m^3/s .

8.2 Opere di drenaggio

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

PROGETTAZIONE ATI:

8.2.1 Sezioni in rilevato

Nei pochi tratti di tracciato in cui non è prevista la separazione delle acque, esclusivamente rampe di svincolo, la soluzione adottata consiste nello scarico dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma, attraverso gli embrici, in fossi di guardia rivestiti in cls collocati al piede dei rilevati. La geometria del fosso è di tipo trapezoidale, con larghezza di base ed altezza pari a 50 cm e sponde aventi pendenza pari a 1/1. Gli embrici vengono sistemati lungo le scarpate ad interasse di 20 metri nei tratti rettilinei ed opportunamente infittiti nei tratti in curva lungo le rampe.

Lungo il tracciato principale, ed anche nella maggior parte delle rampe, il drenaggio della piattaforma viene isolato idraulicamente da quello delle scarpate e dei versanti mediante la sistemazione al di sotto del piano stradale di una tubazione di raccolta connessa al relativo sistema di drenaggio destinato alla corrispondente vasca di prima pioggia.

8.2.2 Sezioni in rilevato

Nei tratti al piede delle trincee è prevista l'esecuzione, in fregio alla pavimentazione stradale, di cunette alla francese in cls di larghezza di fondo 1 m. Le acque raccolte dalla cunetta, provenienti dalla corrispondente carreggiata scolante e destinate alla raccolta di prima pioggia, saranno trasferite per mezzo di caditoie poste ad interasse di 25 m, protette da griglie carrabili in ghisa sagomate come la stessa cunetta, alla sottostante tubazione di allontanamento in cls. Lungo il ciglio delle scarpate artificiali, per il drenaggio delle acque provenienti dai versanti naturali ed afferenti al sistema di scarico delle acque "pulite", sono previsti fossi di guardia di tipo trapezoidale, con larghezza di base ed altezza pari a 50 cm e sponde aventi pendenza pari a 1/1.

8.2.3 Sezioni in viadotto e ponte

Nel caso dei viadotti e dei ponti sono previste lungo le banchine delle caditoie stradali, con interasse massimo di 25 m, munite di griglie carrabili in ghisa, collegate alla sottostante tubazione di raccolta che per il tratto scoperto verrà prevista in acciaio ed ancorata all'impalcato mediante staffaggi. La tubazione di raccolta sarà connessa al relativo comparto di allontanamento e raccolta della prima pioggia.

8.2.4 Sezioni in galleria

Nei tratti in galleria sono previsti due distinti sistemi di drenaggio: tubazioni in cls al di sotto della banchina, alimentate mediamente ogni 25 m da caditoie a bocca di lupo con relativo pozzetto in cls, per la raccolta dei liquidi eventualmente scolanti sulla piattaforma (ad esempio i liquidi accidentalmente sversati in caso di incidenti che possono coinvolgere autobotti o mezzi di trasporto di sostanze pericolose) e due tubazioni in cls $\Phi 250$, lungo i margini della carreggiata, per la raccolta, mediante pozzetti in cls con interasse 100 m, delle acque di infiltrazione preliminarmente convogliate lungo tubazioni di drenaggio in PVC $\Phi 125$ poste a tergo della calotta ed a contatto con il terreno di scavo.

8.2.5 Vasche di prima pioggia

Una progettazione accorta e ambientalmente sostenibile dovrebbe prevedere la presenza di vasche di prima pioggia al fine di operare il trattamento degli sversamenti accidentali (oli e/o carburanti) e delle acque di prima pioggia.

PROGETTAZIONE ATI:

Le vasche, ubicate in punti idraulicamente favorevoli (a valle del relativo comparto di drenaggio delle acque di piattaforma nei pressi del recettore) e nello stesso tempo facilmente raggiungibili per consentire una corretta e continua manutenzione, hanno una duplice funzione: raccogliere e segregare le acque di prima pioggia e di lavaggio delle strade, particolarmente inquinanti, e gli eventuali liquidi pericolosi accidentalmente sversati sulla sede stradale.

Al momento non sono pervenute indicazioni da parte delle Autorità indicazioni a riguardo; tali manufatti, per esigenze legate alla morfologia del terreno ove si sviluppa il tracciato autostradale, vanno ubicate in maniera tale da poter consentire sempre lo scolo delle acque per gravità, senza quindi l'impiego di sistemi di pompaggio.

I criteri a base della progettazione della vasca si possono riassumere in:

- a) limitare al minimo la necessità di manutenzione, consentendo interventi molto diluiti nel tempo, pur conservando buona efficacia di funzionamento;
- b) fare transitare nella vasca le acque di prima pioggia (assunte pari ai primi 5mm di precipitazione intercettata dall'area drenata);
- c) intercettare gli eventuali sversamenti accidentali sulla piattaforma stradale;
- d) far assumere al flusso in entrata una velocità tale da consentire la risalita in superficie degli oli e la sedimentazione dei solidi in sospensione;
- e) mantenere all'interno della vasca gli oli in superficie.

Dal punto di vista costruttivo, la vasca prevede un pozzetto in entrata tale da consentire l'entrata nella vasca vera e propria della portata di prima pioggia e il by-pass dell'acqua in supero con scarico dall'apposita tubazione di uscita. L'acqua di piattaforma che entra nella vasca dissipa dapprima la sua energia in una zona di calma, dove è ubicata anche una griglia in acciaio; quindi, entra attraverso un setto forato nella vasca vera e propria.

La quota che si stabilisce all'interno della vasca è quella dello sfioratore a valle (o di scarico); la portata in transito è data dal dislivello fra lo sfioro in entrata e quello in uscita, e la portata transitante defluisce al di sotto del setto alla fine della vasca.

È evidente che il volume compreso fra il bordo inferiore del setto e lo sfioratore in uscita è a disposizione degli oli (di sversamento o di prima pioggia), che quindi, in assenza di sversamenti, possono essere allontanati con cadenza anche di diversi mesi; gli sversamenti vanno invece allontanati a breve scadenza in quanto saturano praticamente la capacità disponibile.

Le saracinesche predisposte per lo scarico e la pulizia della vasca potranno essere sostituite con flange cieche o eliminate completamente prevedendo uno svuotamento per aggotaggio meccanico. La quota della generatrice superiore della tubazione di scarico può essere al massimo alla quota dello sfioratore di scarico, in tal modo si riduce al minimo il dislivello fra entrata e uscita del flusso.

Come detto sopra, per quanto riguarda la portata di progetto per le acque di prima pioggia, si è preso come riferimento quanto previsto dalla legge regionale della Lombardia n° 62/85, che recita: *“Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm distribuita sull’intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate.”*

Sommando il contributo imputabile allo sversamento accidentale e quello derivante invece dalle acque di prima pioggia si ha, per le vasche, una portata totale da trattare che assume valori attorno a 110 l/s ha; tale valore è variabile in funzione della lunghezza del tratto autostradale asservito ad ogni singola vasca.

Per quanto riguarda i volumi d’acqua e/o carburante da stoccare nelle vasche, si è assunto un tempo di detenzione pari a 4 minuti ed una velocità massima dell’acqua, nel tratto ove avviene la separazione oli/acque, pari a 0,05 m/s. Data l’impostazione assunta, i volumi d’acqua di prima pioggia da stoccare sono sempre inferiori al volume totale di carburante proveniente da uno sversamento accidentale, assunto pari a 40 mc, e si è quindi considerato come parametro di progetto quest’ultimo valore. Peraltro, le dimensioni della vasca risultano condizionate dalle assunzioni fatte circa velocità di transito e tempo di detenzione, portando a volumi interni comunque superiori.

Tale volume utile della vasca corrisponde al dislivello compreso fra la quota inferiore del setto e quella dello sfioratore in uscita. Supponendo, come visto in precedenza, di avere contemporaneità tra lo sversamento accidentale conseguente ad un incidente ad un’autobotte e l’evento meteorico, si avrà un certo afflusso alla vasca, attraverso la rete di scolo superficiale, pari alla portata di progetto.

Tale portata, dovendo essere trattata, dovrà sfiorare attraverso lo stramazzo che ne permette l’ingresso alla vera e propria vasca di trattamento. Quando la portata complessiva che giunge al manufatto supera la portata di progetto, il quantitativo in esubero (il cui rapporto di diluizione è tale da non richiedere alcun trattamento) non giunge alla vasca di trattamento ma stramazza a lato e giunge, attraverso la condotta di uscita, direttamente alla rete idrografica.

Nella vasca di trattamento vera e propria, il tempo di detenzione (almeno 4 minuti) e la distanza totale che la miscela acqua/olio e/o carburante deve percorrere, sono stati prefissati in maniera tale che la componente olio/carburante, più leggera, possa venire in superficie e sfiorare nella canaletta appositamente predisposta lungo l’intero perimetro della vasca.

Le sostanze inquinanti permangono confinate in condizioni di sicurezza all’interno del bacino centrale, ma possono comunque essere spurgate durante le operazioni di manutenzione con sistemi idonei attraverso i chiusini di accesso alla vasca.

8.3 Verifica idraulica preliminari delle opere di drenaggio

8.3.1 Verifica della capacità di smaltimento del sistema cordolo – embrice e cordolo - caditoia

Il drenaggio della piattaforma in rilevato, laddove non è prevista la separazione delle acque di prima pioggia, è realizzato per mezzo di un impluvio confinato da un cordolo bituminoso delimitante la piattaforma ed opportunamente sagomato per il deflusso negli embrici. Nel tratto in cui la piattaforma viene drenata da apposita tubazione sotto banchina, gli embrici vengono utilizzati esclusivamente per il drenaggio delle scarpate. Gli embrici vengono posati con un interasse medio pari a 20 m sulla scarpa del rilevato, avente pendenza trasversale pari a 2/3, e proseguono, nel tratto terminale, con una pendenza inferiore fino a raggiungere il fosso di guardia. Nei tratti in curva tale interasse viene necessariamente infittito.

La verifica idraulica è svolta per il caso più gravoso, larghezza 10,00 m con pendenza 3.50 %.

La portata di progetto per una singola canaletta tipo embrice è:

$$Q = \frac{1}{3.6 \cdot 10^6} \phi A i$$

dove:

ϕ = coefficiente di deflusso (0.90);

A = area del bacino, compreso tra due embrici successivi (mq);

i = intensità di pioggia di progetto più gravosa tra le interferenze di progetto ovvero 470,67 mm/h (interferenza 16);

L'area del bacino è pari a 240 m², valutata considerando la larghezza della carreggiata di 10,00 m per la distanza tra gli embrici di 20 m, pertanto la portata risulta la seguente:

$$Q = 0,028 \text{ m}^3/\text{s} = 28,24 \text{ l/s}$$

A margine della strada non è previsto un elemento di raccolta, tipo cunetta. L'arginello in terra crea uno sbarramento che permette l'accumulo dell'acqua, con leggero allagamento della banchina, e il recapito negli embrici. Grazie alla pendenza trasversale della strada, si crea una sezione idraulica triangolare.

Per la verifica idraulica si applica la formula del moto uniforme:

$$Q = K_s A R_H^{2/3} i^{1/2}$$

utilizzando i valori di $K_s = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $i = 3,50\%$ e ponendo pari a 35 cm la larghezza media della base della canaletta (sezione rettangolare). Risolvendo rispetto ad h si ottiene:

$$0.028 = 35 \cdot 0.35 h ((0.35 h/0.35 + 2h))^{2/3} (2/3)^{1/2}$$

PROGETTAZIONE ATI:

da cui $h = 0.017$ m.

Considerando l'altezza media di una canaletta pari a circa 10 cm, la verifica è soddisfatta.

8.3.2 Verifica delle tubazioni di raccolta

Per la verifica idraulica delle tubazioni di drenaggio della piattaforma si fa sempre riferimento alla formula del moto uniforme.

Fissata la lunghezza del bacino stradale drenato a monte della sezione di verifica, è ammesso per la condotta un grado di riempimento massimo dell'ordine del 50% per i diametri inferiori a 300 mm e del 70% per diametri pari o superiori a 300 mm.

La verifica idraulica, svolta nella condizione più sfavorevole, ha riguardato il tratto terminale della tubazione di raccolta del comparto di drenaggio afferente alla vasca di prima pioggia.

I dati assunti per la verifica sono i seguenti:

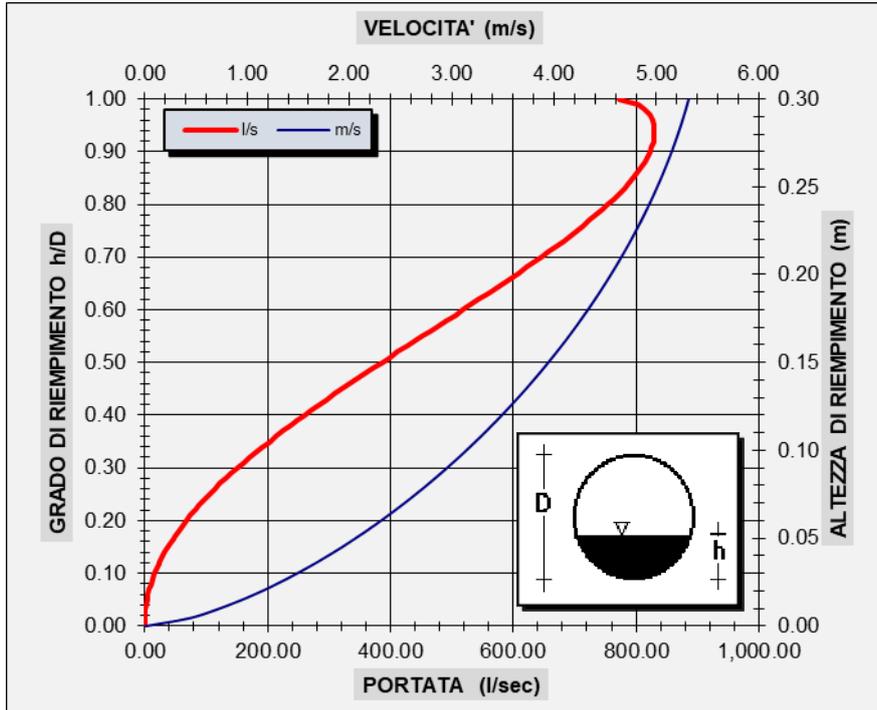
- K_s è pari a $120 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in PVC;
- $i = 0,035$ è stata estrapolata dalle livellette stradali riportate nel profilo longitudinale di progetto;
- distanza tra due vasche di prima pioggia successive di 500 m;
- portata da smaltire critica pari a $Q=433,11 \text{ l/s}$ (rispetto all'interferenza 16).

Di seguito le portate stimate da smaltire (Tr 50) attraverso le opere di drenaggio:

INTERFERENZA	Rd (d,Tr) [mm]	i [mm/h]	Q (mc/s)
16	14.66	470.67	0.09993969

Ponendo il $DN = 500$ mm, dall'equazione di Chezy si ottiene un grado di riempimento di circa il 54% e, quindi, compatibile con i gradi di riempimento sopraccitati. Di seguito si riporta la scala delle portate che associa l'altezza del livello idrico alla portata transitante nella condotta.

Si ritiene pertanto accettabile il diametro massimo $DN 500$, mentre il diametro minimo non dovrà essere inferiore, come buona norma, al $DN 250$, previa verifica, caso per caso, del grado di riempimento.



8.3.3 Verifica delle cunette

Per la verifica idraulica delle cunette a sezione triangolare (“alla francese”) realizzate lungo i tratti in scavo e delle cunette a sezione trapezia lungo la fascia spartitraffico nei tratti in curva, si ricorre alla formula del moto uniforme precedentemente enunciata. La portata di progetto viene calcolata mediante la formula razionale, considerando una superficie scolante di larghezza pari ad una carreggiata stradale e lunghezza pari alla distanza tra due caditoie consecutive (25 m).

Si ottiene:

$$Q = (\varphi \cdot A \cdot i) / (3.6 \cdot 10^6) = [1 / (3.6 \cdot 106)] / [0.90 \cdot (25 \cdot 10) \cdot 470,67] = 0.029 \text{ m}^3/\text{s}$$

Applicando la legge di Chezy per un canale a sezione triangolare di pendenza longitudinale minima $i = 0.002$, pendenza trasversale del manto stradale (2,5%), $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $\varphi = 0,90$, $i = 470,67 \text{ mm}/\text{ora}$, si ottiene un'altezza idrica $h = 18 \text{ cm}$, valore ampiamente cautelativo se confrontato con i 40 cm di altezza della cunetta.

8.3.4 Verifica dei fossi di guardia

Le acque provenienti dalla sede stradale vengono scaricate attraverso gli embrici disposti sulla scarpa del rilevato stradale di pendenza 2/3. Le acque meteoriche, scaricate tramite gli embrici, raggiungono il fosso rivestito ai piedi del rilevato stradale realizzato da un canale in calcestruzzo a sezione trapezia delle dimensioni di m 0,50 x 0,50 x 0,50 con pendenza delle scarpe 1/1; sono prescritte larghezza di fondo ed altezza minime di 0,50 m e pendenza longitudinale minima di 0,001. Si fissa un franco minimo di 0,10 m.

La portata transitante in una sezione del fosso di guardia è data dalla somma delle portate convogliate dagli embrici che scaricano a monte di tale sezione ed eventualmente quelle provenienti dai terreni naturali circostanti. La verifica della sezione viene svolta mediante la formula del moto uniforme di Chezy precedentemente enunciata.

Nel caso in cui il fosso di guardia venga spezzato in tratte a diversa pendenza, in questo caso, in via cautelativa, la verifica viene effettuata applicando il valore minore della pendenza sull'intero sviluppo del fosso di guardia. La verifica delle sezioni dei fossi andrà effettuata caso per caso a seconda delle caratteristiche locali dei bacini drenati. La sezione trapezia proposta risulta comunque cautelativa in quanto i fossi di guardia, drenando acqua "pulita" o comunque non destinata alla raccolta della prima pioggia, possono scaricare frequentemente ai recettori superficiali.