

PNC – PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009–2016, Sub–misura A4, "Investimenti sulla rete stradale statale"

Lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in t.s. e potenziamento delle intersezioni – 1° Stralcio lungo la S.S. n. 502 "Cingoli" – S.S. n. 78 "Picena" – Belforte del Chienti – Sarnano"

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Ing. Marco Salvi</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A30808		I PROGETTISTI SPECIALISTICI <i>Ing. Isidoro Guerrini</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15764 <i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657 <i>Ing. Giovanni.C.Alfredo Dalenz Cultrera</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14069 <i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629	PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)  GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl  cooprogetti  engeko  Studio di Architettura e Ingegneria Moderna
IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541			(Mandante) (Mandante)
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Marco Mancina</i>			(Mandante)
PROTOCOLLO	DATA	IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) <i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035 	

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idrologica

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV.PROG. ANNO <input type="text"/> <input type="text"/>			NOME FILE T01ID00IDRRE01B			REVISIONE	SCALA
CODICE ELAB.			T 0 1 I D 0 0 I D R R E 0 1			B	-
D							
C							
B	Rimissione a seguito di aggiornamento E.P. 2022/2		29/06/22	O.Bassotti	I.Guerrini	G.Guiducci	
A	Emissione a seguito di CdS		Giugno '22	O.Bassotti	I.Guerrini	G.Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	3
2.1. LOCALIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO E DESCRIZIONE DEL TRACCIATO.....	3
2.2. PIANIFICAZIONE DI ASSETTO IDROGEOLOGICO	3
2.3. INTERFERENZE IDRAULICHE	6
3. IDROLOGIA.....	7
3.1. MODELLI DI PIENA	7
3.2. INDIVIDUAZIONE DELLA PIOGGIA DI INGRESSO SUL BACINO	8
3.2.1. <i>Analisi delle precipitazioni intense</i>	8
3.2.2. <i>Variabilità spaziale delle precipitazioni</i>	122
3.3. VALUTAZIONE DELLE PERDITE	166
3.3.1. <i>Intercettazione, evaporazione ed evapotraspirazione</i>	17
3.3.2. <i>Ritenzione nelle depressioni superficiali</i>	18
3.3.3. <i>Infiltrazione nei suoli impermeabili</i>	18
3.4. IL METODO UTILIZZATO	201
3.4.1. <i>Calcolo del tempo di corrivazione</i>	21
3.4.2. <i>Calcolo della portata al colmo - Metodo Razionale puntuale</i>	22
APPENDICE A	255
<i>Elaborazioni statistico-probabilistiche</i>	255

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 il Belforte del Chienti e Sarnano.

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 Belforte del Chienti e Sarnano.

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

Il tracciato di progetto previsto ricalca parte del percorso relativo la viabilità esistente tra le due cittadine, dalla frazione Caldarola di Belforte del Chienti, sviluppandosi verso sud fino a Contrada Carufo.

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 ed 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.

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.

PROGETTAZIONE ATI:

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 espone 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.

PROGETTAZIONE ATI:

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 perimetrate 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 alcun 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 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.

2.3. Interferenze idrauliche

Le principali interferenze del tracciato in progetto con il reticolo idrografico di superficie sono costituite da un sistema di fossi minori di estensione molto contenuta e di ridotta importanza per la limitata estensione dei relativi bacini idrografici, compresi tra 0,2 e 16 km².

Si tratta di compluvi naturali condizionati dalla morfologia collinare dell'area, con poche se non assenti interferenze antropiche.

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.

Il progetto definitivo descriverà con puntualità i bacini anche con riferimento alle curva ipsografica che riporta la distribuzione delle quote sul mare in funzione dell'area del bacino.

Le caratteristiche generali dei bacini in termini di altimetria, pendenza locale dei versanti, ed esposizione geografica dei versanti, sono invece sintetizzate nelle corografie tematiche.

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. L'ubicazione delle sezioni di chiusura, così come la perimetrazione dei relativi sottobacini idrografici, dovrà essere riportata nella corografia dei bacini.

In particolare dovranno essere determinate:

A l'area del bacino idrografico;

H_{max} la quota massima rispettivamente del bacino dell'asta fluviale principale;

- H_{min}* la quota minima del bacino, coincidente con la quota minima dell'asta fluviale principale alla sezione di chiusura;
- D_{hmed}* la quota media del bacino idrografico rispetto alla sezione di chiusa;
- L* la lunghezza dell' asta principale, considerata come quella a maggior sviluppo planimetrico del reticolo idrografico sotteso alla sezione di chiusura.

3. Idrologia

3.1. *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:

- viene individuato lo istogramma in ingresso nel bacino, o nel caso di un modello distribuito, i diversi istogrammi afferenti alle singole porzioni del bacino;
- il bacino viene suddiviso in sottobacini, in funzione delle caratteristiche fisiche e morfologiche;
- per ogni sottobacino si valuta l'andamento delle perdite idrologiche ottenendo così la stima della pioggia netta;
- 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;
- 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. E' 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 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.

3.2. 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 pluviografi 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.

3.2.1. 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 pluviografo e come "casi critici" gli M più elevati valori delle altezze di pioggia, di una prefissata durata, registrate in un dato pluviografo 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 pluviografi 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 pluviografi 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 pluviografi, indipendentemente dalla velocità di avanzamento della carta sono, nella quasi totalità, con bocca di $1/10$ di m^2 , a vaschetta oscillante ed effettuano un movimento della bilancia ogni 0,2 mm di pioggia. Praticamente mentre il tipo di pluviografo 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 pluviografi. 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 pluviografi a registrazione elettronica.

PROGETTAZIONE ATI:

La lettura di altezze di pioggia per durate molto brevi, inferiori a 1 ora, presenta, per le registrazioni effettuate dai tradizionali pluviografi a tamburo con autonomia settimanale, notevoli difficoltà. Letture più affidabili possono essere effettuate invece, per queste durate, per le registrazioni dei pluviografi con maggiore velocità di avanzamento della carta. Il limitato numero di questi pluviografi 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 bilogarithmico 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:

$$h \text{ (mm)} = a t^n$$

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.

La determinazione dei parametri a ed n viene effettuata, in questo metodo, mediante l'applicazione del metodo dei minimi quadrati alla serie graduata degli eventi osservati. In particolare, desunto il valore di n dalla espressione seguente:

$$n = \frac{\sum \sum (\log t(j) - \log \tau) \log h(i, j)}{p \sum (\log t(j) - \log \tau)^2}$$

avendo indicato con l'indice j le m differenti durate orarie di precipitazione utilizzate per il campionamento, e con l'indice i la posizione della curva di caso critico considerata nell'ambito delle p curve osservate e avendo posto:

$$\log \tau = \frac{\sum (\log t(j))}{m}$$

risulta immediato ottenere l'espressione:

$$\log a(i) = \log H(i) - n \log \tau$$

che fornisce la serie dei valori interpolati $a(i)$ di ciascuna curva considerata.

Considerando la serie degli $a(i)$ come una serie di variabili casuali, è possibile inferire da questa una funzione di ripartizione probabilistica tale da consentire l'estrapolazione a tempi di ritorno anche più lunghi della durata della serie osservata. Trattandosi di una grandezza campionata per massimi annuali, è lecito supporre che la funzione di distribuzione che meglio vi si adatti sia di tipo asintotico del massimo valore (Gumbel o Frechet).

I parametri di queste funzioni probabilistiche, stimati con il metodo dei momenti, hanno le seguenti espressioni:

$$P(a) = \exp(-\exp(-\alpha(a - \beta)))$$

$$\alpha = 1.2825 \quad e \quad \beta = \mu - 0.45006\sigma$$

avendo indicato con μ e σ rispettivamente la media e lo scarto quadratico medio degli $a(i)$ o di $\log(a(i))$.

Infine, il legame tra la probabilità $P(a)$ ed il tempo di ritorno Tr è il seguente:

$$P(a) = 1 - \frac{1}{Tr} = \frac{(Tr - 1)}{Tr}$$

Tuttavia non sempre è possibile individuare con sicurezza la distribuzione di probabilità dall'esame della distribuzione di frequenza; sono perciò stati ideati dei procedimenti obiettivi che consentono di stabilire se è accettabile o meno una formulazione ipotizzata, sia con riferimento alla scelta della funzione di distribuzione, sia con riferimento ai valori assunti dai parametri che intervengono nella identificazione della forma della funzione stessa.

I metodi di verifica della validità di ipotesi statistiche costituiscono i "test statistici di adattamento".

I test si dicono parametrici, se tra le ipotesi da verificare sono inclusi i valori di alcuni o di tutti i parametri funzionali; non parametrici, se le ipotesi riguardano la scelta della funzione che meglio interpreta i dati del campione oppure la provenienza di due campioni distinti da una medesima popolazione, con una stessa distribuzione di probabilità specificata.

Un test non parametrico, che richiede che la forma della funzione di distribuzione ipotizzata sia completamente specificata, anche nei valori di tutti i parametri, ed è finalizzata alla verifica dell'adattamento della funzione di distribuzione campionaria a quella teorica, è il test di Kolmogorov-Smirnov. Esso si avvale della variabile casuale:

$$D_0 = \text{MAX} |F_i(x) - P(x)|$$

I valori della funzione di distribuzione della variabile D_0 , funzione indipendente dalla forma di $P(x)$, sono riportati in apposite tavole numeriche statistiche, in relazione alla dimensione del campione. Se il valore D_0 calcolato supera il valore critico tabulato, l'ipotesi è rigettata. Nel caso opposto le tavole stesse forniscono la probabilità di accettare l'ipotesi, quando è vera.

L'interpretazione dei risultati dei test di adattamento è un problema di livello di accettazione. Nella pratica si ammette che:

- l'adattamento è soddisfacente se la probabilità trovata è superiore al 5%
- la legge scelta per l'adattamento va rigettata se la probabilità trovata è inferiore all'1%
- per una probabilità compresa tra l'1% e il 5% non è possibile esprimere giudizio di accettabilità né di rigetto.

In anni più recenti si è comunque adottato un diverso procedimento, basato sulla regolarizzazione mediante cartogramma probabilistico, delle singole serie di osservazioni relative alle differenti durate di precipitazione. Tali valori di altezze di pioggia, riportati a loro volta sul piano (h,t) , con parametro Tr , vengono quindi nuovamente regolarizzati con curve di equazione prefissata.

Le curve, che esprimono la relazione altezza-durata-frequenza ht , $Tr = f(t)$ delle piogge di notevole intensità, sono note in bibliografia italiana come curve di probabilità pluviometrica (Viparelli 1965).

Questa metodologia di analisi verrà nel seguito utilizzata per le calcolazioni idrologiche di progetto, stimandone i parametri su base locale, sulla scorta delle misure raccolte dalle numerose stazioni pluviometrografiche operanti nella zona.

3.2.2. Variabilità spaziale delle precipitazioni

Lo studio della variabilità spaziale delle precipitazioni può essere condotto secondo tre diverse ipotesi di base:

PROGETTAZIONE ATI:

- variazione lineare dell'altezza di pioggia fra due pluviometri;
- esistenza di leggi di regressione tra altezze di pioggia e caratteristiche morfologiche;
- esistenza di zone a regime pluviometrico omogeneo per ciascuna delle quali possa ritenersi valida un'unica serie di curve di probabilità pluviometrica.

La metodologia che si basa sulla prima ipotesi, e che verrà impiegata nel seguito delle analisi effettuate, consente di tracciare le isoiete delle piogge intense ossia le curve luogo dei punti che presentano la stessa altezza di pioggia di data durata e frequenza. Assumendo l'ipotesi di variazione lineare dei valori dei parametri delle curve di probabilità pluviometrica ottenuti elaborando le osservazioni disponibili ai diversi pluviografi, è possibile tracciare le isolinee di detti parametri. In tal modo si elimina la dipendenza dal parametro durata della pioggia con il vantaggio di ridurre il numero di rappresentazioni grafiche. Ovviamente quanto maggiore è il numero di pluviometri esaminati tanto minori saranno le incertezze relative al tracciamento delle isoiete e delle linee iso-parametro.

In particolare la metodologia adottata si basa sull'ipotesi che in ciascuna stazione l'andamento probabilistico delle piogge di diversa durata possa essere rappresentato da un modello di Gumbel. In questo modo possiamo scrivere:

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

avendo indicato con h l'altezza di pioggia relativa alla durata t ed al tempo di ritorno T_r , e con a ed n due parametri locali da stimare sulla base del campione di dati pluviometrici disponibili.

Per poter estendere la relazione sopra definita a qualunque punto interno al dominio geometrico definito dalla posizione planimetrica delle stazioni di misura utilizzate, ed in particolare alla zona del rilevato autostradale oggetto dello studio, è necessario disporre dei valori locali dei coefficienti a , n . A tal fine si possono costruire, utilizzando i dati relativi alle diverse stazioni di misura, le isolinee dei due parametri, che consentiranno di definire la curva di interpolazione in qualunque punto di interesse.

La maggiore controindicazione di tale metodologia è costituita dal non tenere conto di particolarità morfologiche locali, se non indirettamente attraverso la distribuzione spaziale dei pluviografi.

Per superare tale tipo di limitazione è possibile introdurre nella elaborazione spaziale dei parametri alcuni fattori di ordine morfologico, quali l'altitudine, l'orografia, l'esposizione, la distanza dal mare, ecc., che si ritiene possano influenzarne le caratteristiche.

Il metodo si riconduce all'applicazione dell'analisi di regressione multipla in quanto, utilizzando le osservazioni relative a tutti i pluviografi che ricadono nella zona esaminata, si ricercano le leggi di regressione tra le altezze di pioggia di assegnata durata e probabilità e taluni dei fattori indicati. Infine, l'individuazione di zone pluviografiche omogenee procede secondo due schemi concettuali distinti:

- un approccio di tipo discriminatorio che assume a priori una certa delimitazione di zone pluviometriche omogenee sulla base della contiguità geografica, e di caratteristiche climatiche e morfologiche, e procede ad una verifica statistica dell'ipotesi adottata;
- un approccio di tipo "clustering" che, prescelto un insieme di indicatori ritenuti significativi per il problema in studio, fa ricorso a qualcuno dei criteri di "cluster analysis" per individuare gruppi di stazioni somiglianti sulla base degli indicatori scelti.

Un'altra tecnica di regionalizzazione, per la quale le zone omogenee devono essere preliminarmente definite, si basa sulla costruzione per varie durate delle distribuzioni di probabilità delle altezze di pioggia adimensionalizzate rispetto ad un "valore indice". I singoli campioni che si ritiene appartengano ad un raggruppamento omogeneo vengono a costituire una unica serie utilizzata per la stima dei parametri del modello probabilistico che viene assunto.

L'analisi delle variabili idrologiche viene dunque suddivisa in due fasi, una relativa alla individuazione della distribuzione di probabilità della variabile $X' = X/\mu$, detta fattore di crescita a

PROGETTAZIONE ATI:

livello regionale, l'altra relativa alla stima di μ , il valore indice nel sito d'interesse. Le due fasi si presentano sostanzialmente autonome, in quanto il modello probabilistico utilizzato per costruire lo stimatore di X' non pone condizioni sulla determinazione di μ . Il valore indice viene posto in relazione con le caratteristiche geografiche, morfologiche e climatiche dei bacini appartenenti ai gruppi individuati, attraverso la derivazione di relazioni di tipo regressivo a validità regionale. In questo modo risulta possibile determinare il valore dell'indice anche per siti sprovvisti di osservazioni dirette sufficienti. I limiti di applicabilità di questa metodologia sono legati ad una serie di ragioni:

- gli effetti della correlazione spaziale ed eventualmente temporale, fra le osservazioni nelle diverse stazioni di misura;
- gli effetti della eterogeneità spaziale delle osservazioni che si traduce nella non identità della distribuzione della variabile standardizzata X' ;
- l'influenza degli errori nella identificazione del modello probabilistico, che è sconosciuto, e nella stima dei parametri;
- la necessità di pervenire a correlazioni sostanzialmente empiriche per la stima del valore indice nei singoli siti, basate sul tradizionale metodo dei minimi quadrati.

I metodi sin qui richiamati si caratterizzano per la funzione di "*inviluppo*" che svolgono rispetto agli eventi potenziali inferiti dalla osservazione empirica. Sussiste peraltro una diversa problematica relativa alla distribuzione spaziale delle precipitazioni che va sotto il nome di "*ragguaglio*", e che indica l'operazione di valutazione contemporanea dell'afflusso su di un'area predeterminata. Tale problematica assume differenti aspetti qualora si debba operare con un'unica stazione di misura o con più stazioni funzionanti contemporaneamente. Nel primo dei due casi, si dispone in generale di un certo numero di formule empiriche che consentono di valutare l'attenuazione della intensità di precipitazione intorno al centro di scroscio. Nel secondo caso, il problema che si pone riguarda essenzialmente la scelta del modello interpolatore da adottare, con particolare riguardo alle finalità cui l'operazione di ragguaglio è destinata, ad esempio analisi in tempo reale. Recentemente hanno fatto la loro comparsa nella letteratura tecnico-scientifica alcune nuove metodologie di analisi della fenomenologia in questione che prendono le mosse dalle proprietà spaziali dei campi di precipitazione su "*mesoscala*". Allo stato attuale due teorie del tutto antitetiche sussistono in merito; la prima si basa sulla assunzione che le piogge abbiano a livello spaziale una struttura "*frattale*", ovvero non dipendente dalla scala del fenomeno esaminato, la seconda, viceversa, assume i fenomeni di precipitazione strutturati in maniera differente a secondo della dimensione spaziale e temporale esaminata. È evidente che la prima teoria ammette, a differenza della seconda, la possibilità di interpolare le osservazioni di una rete di monitoraggio rada, in quanto ammette che il fenomeno sia dotato di "*autosimiglianza*". Analoghe considerazioni vengono poi sviluppate per gli aspetti temporali della dinamica evolutiva dei campi di precipitazione ammettendo di poter dedurre informazioni relative a brevi intervalli temporali da registrazioni mediate su più lunghi periodi. La questione oltre che rilevanza scientifica e speculativa, assume altresì valenza pratica relativamente alle problematiche di monitoraggio ed alle tecniche di trattamento dei dati acquisiti.

In termini generali la differenza tra l'altezza di precipitazione media su di un'area A ed il valore nel centro di scroscio aumenta al diminuire dell'altezza totale, diminuisce al crescere della durata, è maggiore per le precipitazioni di tipo convettivo ed orografico rispetto a quelle cicloniche, ed aumenta al crescere dell'area. Per campi di precipitazione di tipo convettivo (in Arizona), Woolhiser e Schwalen (1959) hanno approssimato la distribuzione spaziale di precipitazione con la funzione:

$$\frac{P_a}{P_t(0)} = 1 - \left(\frac{0.14}{P_t(0)} \right) A_s^{0.6}$$

con $P_t(0)$ pari all'altezza nel centro di scroscio e P_a pari al valore medio su di un'area circolare A_s , assumendo per l'evento simmetria radiale. Eagleson (1967) fornisce un'espressione analoga nella forma:

$$\frac{P_t(r)}{P_t(0)} = 1 - 0.72 \left(\frac{r}{r_0} \right)$$

con $r_0 = 1.73 P_t(0)$ definito come raggio di correlazione.

Un altro aspetto assai significativo relativamente alla problematica in esame è quello della estensione areale di un evento pluviometrico di tipo convettivo. Impiegando ad esempio la relazione di Fogel e Duckstein (1969):

$$P_t(r) = P_t(0) \exp(-\pi r^2 t)$$

con $t = 0.27 e^{-0.67} P_t(0)$, parametro di dispersione.

Peraltro le proprietà spaziali degli eventi di precipitazione intensa non possono essere separati dalle caratteristiche temporali stante la natura eminentemente dinamica del fenomeno in esame. L'analisi delle caratteristiche di scala temporale di una serie cronologica di altezza di precipitazione ha lo scopo di caratterizzare l'invarianza totale o parziale del fenomeno e, conseguentemente, l'applicabilità dell'algebra dei frattali alla descrizione sintetica della fenomenologia fisica in esame. Il concetto di frattale è strettamente relazionato alla nozione di chaos deterministico, che afferma che taluni processi apparentemente caotici e casuali possono essere governati da forme di elevata regolarità non individuabili con analisi di tipo tradizionale. Allorché si analizza un campione di dati al fine di determinarne l'invarianza di scala, è opportuno ricercare la regolarità della struttura mediante una tecnica enumerativa basata su di un principio di suddivisione e/o di aggregazione. A tal fine si procede alla suddivisione dell'intero campione in un numero decrescente di segmenti non sovrapposti, di dimensione r , e per ciascuna suddivisione si determina la numerosità $N(r)$ dei segmenti di diversa natura. Se il campione è dotato di proprietà d'invarianza di scala, sussiste una relazione approssimata del tipo $N(r) = r^{-D}$, con D dimensione frattale del processo. Ciò sta a significare che rappresentando in scala logaritmica $N(r)$ ed r di insiemi frattali si perviene ad una rappresentazione di punti allineati secondo una retta di pendenza $-D$. Al fine di analizzare la serie temporale di precipitazione di una stazione si effettua la conversione delle osservazioni quantitative secondo una logica binaria con livello di soglia fissata secondo diversi criteri. Una possibile interpretazione del significato fisico da attribuire alla dimensione frattale del campione trattato nella suddetta maniera è quello di rappresentare il grado di irregolarità della serie temporale, evidenziando i limiti entro cui risulta possibile affermare l'invarianza di scala, sia nel tempo che nello spazio. La presenza di più campi di aggregazione indica le caratteristiche temporali prevalenti degli eventi meteorici che si producono nella zona indagata, mentre al crescere del livello di soglia impiegato nella partizione della serie, si pongono in luce le precipue caratteristiche degli eventi a prevalente genesi convettiva, riducendo l'incidenza degli eventi di origine ciclonica.

Sotto il profilo storico, è noto che il primo ietogramma sintetico introdotto nella pratica ingegneristica è quello uniforme che resta caratterizzato dall'andamento delle curve di possibilità pluviometrica di assegnato periodo di ritorno. I riferimenti concettuali che sottendono all'introduzione di dette curve e dei corrispondenti ietogrammi uniformi sono logicamente coerenti con le ipotesi semplicistiche, che riguardano il processo di trasformazione operato dal bacino imbrifero, alla base della formula razionale.

Alla fine degli anni '60 Keifer e Chu (1957) introdussero, per la progettazione del sistema fognario di Chicago, un pluviogramma caratterizzato dal fatto che la massima intensità di precipitazione media per ciascuna durata coincide col valore ricavato dalla curva di possibilità pluviometrica di assegnato periodo di ritorno. Questa caratteristica viene ottenuta mediante il seguente procedimento:

PROGETTAZIONE ATI:

- a) si sceglie dapprima una durata totale di precipitazione che sia superiore al tempo massimo di corrivazione stimato per tutto il bacino in esame;
- b) si sceglie quindi la posizione relativa dell'intensità massima in questo intervallo, basandosi possibilmente sui risultati dell'analisi delle piogge locali;
- c) infine, si determina l'andamento della precipitazione mediante semplici relazioni algebriche che possono essere facilmente ottenute per le espressioni analitiche più comuni delle curve di possibilità climatica.

Il grande vantaggio di questo tipo di ietogramma, detto "Chicago", risiede nel fatto che la sua forma è quasi indipendente dalla durata totale, se questa è stata scelta di lunghezza sufficiente.

Le critiche principali che sono state avanzate all'uso del pluviogramma tipo Chicago riguardano il periodo di ritorno ad esso attribuito, fatto pari al periodo di ritorno della curva di possibilità pluviometrica di riferimento, e la sottovalutazione del volume totale di precipitazione. In effetti, un evento piovoso che contiene, per ciascuna durata, le massime intensità medie di precipitazione corrispondenti alla stessa frequenza ha poche probabilità di verificarsi. Per quanto riguarda la seconda critica, è opportuno notare che detta sottovalutazione è comune a tutti i tipi di pioggia di progetto per i quali il volume totale di precipitazione è desunto dalle curve di possibilità pluviometrica.

Per evitare questo tipo di problemi nell'approccio basato sulle piogge uniformi, Sifalda (1973) ha introdotto una pioggia di progetto la cui intensità e durata della parte centrale dello ietogramma derivano anche in questo caso dalle curve di possibilità pluviometrica, ma che è preceduta e seguita da due parti aggiuntive, variabili linearmente, i cui volumi sono valutati in base ai valori medi ottenuti da un'analisi delle piogge storiche in Cecoslovacchia. Una valutazione di questi volumi dovrebbe essere quindi ripetuta per ogni località specifica. Un altro ietogramma di progetto ben noto è quello suggerito da Huff (1967) ed il cui uso è raccomandato nel modello ILLUDAS (Terstriep e Stall, 1974). La corrispondente distribuzione temporale della precipitazione deriva dall'analisi statistica delle precipitazioni dell'Illinois e corrisponde ad una probabilità del 50% per piogge che presentano il periodo di massima intensità nel primo quartile della durata complessiva. Un ulteriore tipo di pioggia di progetto è quello riportato nel *Flood Studies Report*, elaborato per la Gran Bretagna (*National Environment Research Council*, 1975). Vi è poi lo ietogramma di progetto introdotto da Desbordes (1978), basato sull'andamento delle precipitazioni osservate a Montpellier, in Francia. Esso ha una durata fissa di quattro ore, e la parte con intensità maggiore è simmetrica, di forma triangolare ed è preceduta e seguita da due ulteriori tratti con intensità ancora variabile linearmente. Lo ietogramma è caratterizzato da quattro parametri: la posizione dell'intensità massima, l'intensità media durante il periodo più intenso, la relativa durata e l'intensità media durante la parte rimanente della durata totale. Anche in questo caso, entrambe le intensità medie vanno desunte dalle curve di possibilità pluviometrica. Le ragioni che hanno condotto l'Autore ad introdurre questo tipo di pluviogramma sono le stesse adottate da Sifalda. Infine, va citato lo ietogramma triangolare, studiato ampiamente da Yen e Chow (1980), e caratterizzato da un'altezza totale di precipitazione ed una durata coerenti con l'andamento delle curve di possibilità pluviometrica, mentre l'istante di massima intensità va desunto dai dati locali imponendo l'eguaglianza del momento del primo ordine, rispetto all'istante iniziale della precipitazione, con il corrispondente valore medio osservato.

3.3. Valutazione delle perdite

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:

PROGETTAZIONE ATI:

- 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 nono considerate nell'ambito dei modelli di piena, mentre devono essere tenute in conto quando si faccia riferimento a modelli completi.

3.3.1. Intercettazione, evaporazione ed evapotraspirazione

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 reimessa 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.

3.3.2. Ritenzione nelle depressioni superficiali

Prima che le precipitazioni su un bacino diano luogo a scorrimento superficiale si verifica ulteriore sottrazione di un volume che può essere considerato composto da due termini: la quantità d'acqua necessaria a "bagnare" la superficie scolante (rappresentata dal velo d'acqua sul suolo soggetto alla tensione superficiale) e la quantità d'acqua che va ad immagazzinarsi nelle vere e proprie depressioni del suolo. Questi volumi, infatti, non sono più disponibili al deflusso e vengono riportati nel ciclo idrologico solo per effetto della evaporazione e dell'infiltrazione alla fine della pioggia. E' evidente che l'entità di tali perdite dipende strettamente dal tipo e dallo stato di copertura del bacino.

In letteratura sono ormai disponibili diversi metodi per la valutazione quantitativa del fenomeno della ritenzione, alcuni basati sulla stima globale della parte di precipitazione iniziale del pluviogramma di progetto che viene intercettata, altri basati sulla determinazione dell'andamento temporale del fenomeno di riempimento e saturazione delle depressioni; tutti ovviamente fortemente dipendenti dalla natura e dalle caratteristiche del terreno.

Tuttavia, quello che qui si deve notare è che dette perdite, oltre che essere iniziali, possono normalmente avere, specie su bacini antropizzati e di modeste estensioni, modesta entità, talchè, appena si considera un evento meteorico non isolato, ma inserito in un più ampio contesto di un periodo piovoso, la probabilità che dette capacità siano ormai riempite è molto alta. Ne consegue la considerazione che nei modelli indirizzati alle portate di progetto non solo è irrilevante considerare queste perdite, ma anzi è opportuno trascurarle, tenuto conto che l'ipotesi di evento di pioggia critico all'interno di un più ampio periodo piovoso è certamente molto più realistica di quella di evento isolato non preceduto da alcuna precipitazione, anche di piccola altezza.

3.3.3. Infiltrazione nei suoli impermeabili

L'infiltrazione costituisce il fenomeno di maggiore rilevanza per la determinazione del bilancio tra pioggia sul bacino e pioggia efficace ai fini del deflusso in alveo.

Si definiscono:

- infiltrazione: la velocità con cui l'acqua viene sottratta dalla superficie del suolo;
- capacità d'infiltrazione: la massima velocità con cui un suolo, in qualsiasi condizione, è capace di assorbire acqua.

Se l'entità di pioggia è inferiore alla capacità di infiltrazione, l'infiltrazione coinciderà con la pioggia stessa; nel caso contrario l'infiltrazione coinciderà con la capacità di infiltrazione e l'eccesso di pioggia rispetto a questa darà luogo al deflusso superficiale. Risulta quindi fondamentale conoscere il valore della capacità di infiltrazione dei diversi suoli, nelle varie condizioni.

Il fenomeno dell'infiltrazione può essere considerato come una successione di tre fasi: l'entrata della pioggia nella superficie del suolo, la propagazione attraverso la tessitura di questo e la conseguente saturazione dei vuoti presenti. Ognuna di queste fasi influenza la capacità di infiltrazione: infatti l'acqua sottratta dal suolo non potrà essere maggiore di quanto possa entrare nella sua superficie né più di quanto consenta la trasmissione verso il basso attraverso la tessitura dei vari strati di terreno attraversati e, d'altra parte, a parità di infiltrazione in superficie, il fronte di umidità nel terreno avanzerà tanto più velocemente quanto minore è la porosità di questo.

PROGETTAZIONE ATI:

La capacità di infiltrazione dipende quindi non solo dalla tessitura del terreno, ma anche dallo stato dello strato superficiale di questo e, istante per istante, dallo spessore del suolo saturo d'acqua. Una compattazione superficiale dovuta al transito di mezzi o al calpestio tende infatti a ridurre la capacità di infiltrazione, mentre la coltivazione del suolo, i prati e i boschi tendono ad aumentarla; l'aumento nel tempo, durante un evento, dello strato saturo di suolo tende, inoltre, a ridurre la capacità di infiltrazione, a causa del corrispondente aumento della lunghezza dello strato attraverso cui l'acqua deve filtrare.

Vi sono in generale due differenti approcci per determinare l'andamento nel tempo della capacità di infiltrazione: uno è basato sull'interpretazione teorica del fenomeno della infiltrazione, mentre l'altro tende a rappresentare tale fenomeno attraverso metodi di tipo empirico.

Per le applicazioni pratiche i metodi empirici o idrologici sono molto diffusi, in quanto di più semplice implementazione e di uso più consolidato. Nel caso in esame, la procedura utilizzata per il calcolo delle perdite, è quella del "Curve Number" (CN) del Soil Conservation Service. Questa procedura, sviluppata nel 1972, viene ormai largamente utilizzata per l'interpretazione della dinamica temporale delle perdite, anche se originariamente non fu proposta a tale scopo.

La procedura si basa sull'utilizzo della seguente equazione:

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

dove:

$Q(t)$ è l'altezza di deflusso fino all'istante t ;

$P(t)$ è l'altezza di pioggia precipitata fino al medesimo istante;

S è l'altezza d'acqua massima immagazzinabile nel terreno a saturazione;

I è la depurazione iniziale.

Il valore di S dipende dal valore del parametro CN, caratteristico del terreno, attraverso la relazione:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Il valore della depurazione iniziale viene assunto usualmente pari a $0.2 \cdot S$. I valori del CN vengono normalmente determinati in funzione alle caratteristiche di permeabilità del terreno e dell'uso del suolo dello stesso. Relativamente alla permeabilità, il Soil Conservation Service distingue quattro diversi tipi di suolo le cui caratteristiche vengono riportate nella tabella seguente.

TIPO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	Scarsa potenzialità di deflusso

PROGETTAZIONE ATI:

	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.

Con riferimento a condizioni standard di umidità del terreno agli inizi dell'evento di pioggia ("AMC", Antecedent Moisture Condition, di classe II) vengono riportati in letteratura i valori del CN per i diversi usi del suolo possibili sul territorio di un bacino idrografico.

Per condizioni antecedenti l'evento di precipitazione molto umide (AMC di classe III) o molto asciutte (AMC di classe I) i valori del parametro CN vanno modificati in relazione alle curve sperimentali determinate dal Soil Conservation Service e rappresentate nella figura seguente.

Per tali curve è stata determinata anche una funzione di interpolazione, per renderne più agevole l'utilizzo.

$$CN_{AMCI} = \frac{4.2CN}{10 - 0.058CN} \quad CN_{AMCIII} = \frac{23CN}{10 + 0.13CN}$$

Le condizioni di umidità antecedenti l'evento, secondo il Soil Conservation Service, possono essere ricavate sulla base della precipitazione complessivamente caduta nei 5 giorni precedenti l'evento considerato, secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Classe di AMC	Precipitazione totale nei 5 giorni precedenti l'evento(mm)	
	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	< 12.7	< 35.5
II	12.7 – 28.0	35.5 – 53.3
III	> 28.0	> 53.3

3.4. Il metodo utilizzato

Il modello afflussi – deflussi che si è ritenuto di utilizzare nell'ambito del presente studio idrologico, è, come già esposto, un modello di tipo globale, ossia applicato unitariamente all'intero bacino idrografico di interesse, che combina i risultati dell'analisi statistica diretta delle precipitazioni, con

il metodo del Curve Number, del SCS per la valutazione del volume netto di pioggia disponibile per la formazione della piena.

La procedura si articola nei seguenti passi:

1. calcolo del tempo di corrivazione;
2. calcolo dell'altezza di pioggia puntuale;
3. calcolo della corrispondente altezza di pioggia areale;
4. calcolo della pioggia netta;
5. calcolo della portata al colmo.

Alla base della procedura vi sono le seguenti assunzioni:

- che la massima piena avvenga per precipitazioni meteoriche con durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- che il picco di piena abbia il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- che la formazione della piena nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avvenga senza la formazione di significativi invasi, nel caso si formino invasi il colmo di piena calcolato con questa metodologia sarà comunque sovrastimato, a favore di sicurezza;

In definitiva il calcolo della portata al colmo viene eseguito uguagliando il volume di pioggia netta, o efficace, al volume della piena descritta a mezzo di un ideogramma di assegnata forma.

3.4.1. 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:

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

PROGETTAZIONE ATI:

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.

3.4.2. Calcolo della portata al colmo - Metodo Razionale

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.

In particolare sono state individuate nella zona di Belforte del Chienti due stazioni pluviometriche. La prima sita a Sarnano (Mc) e con dati disponibili dal 1991 al 2007 e la seconda posta a Sassotetto (Mc) con dati disponibili dal 2008 al 2020, che risultano provviste di una serie storica di dati di estensione significativa per l'analisi probabilistica (fonte Annali idrologici Regione Marche).

L'ampiezza, la rilevanza e la numerosità delle serie storiche utilizzate a base del metodo statistico-probabilistico di stima, ha fornito adeguate garanzie in merito alla rispondenza ed all'affidabilità delle altezze di precipitazione stimate.

In appendice sono riportati tutti i dettagli delle elaborazioni idrologiche condotte sulla serie storica della stazione per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica.

Per il calcolo dell'aportata 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:

$$Q = \frac{\Phi \cdot ARF \cdot S \cdot H(Tc)}{3.6 \cdot Tc}$$

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;

Tc 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 Tc 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.

Per un bacino che ha un tempo di corrivazione pari a Tc ed un diagramma aree-tempi lineare, nel quale cade una pioggia netta di intensità unif orme per una durata pari a t , il modello cinematico indica una portata di piena pari a:

PROGETTAZIONE ATI:

$$Q_{max} = A i_N t / T_c = A h_N / T_c = A F ARF h_P / T_c = (A F ARF / T_c) h_P \quad (\text{se } t < T_c)$$

$$Q_{max} = A i_N = A F ARF i_P = (A F ARF) i_P \quad (\text{se } t > T_c)$$

le due espressioni indicano che per durate minore del tempo di corrivazione, la portata massima è proporzionale (col coefficiente $A F ARF / T_c$), all'altezza di precipitazione h_P , mentre per durate maggiori del tempo di corrivazione, la portata massima è proporzionale (col coefficiente $A F ARF$), all'intensità di precipitazione i_P .

Trascurando la dipendenza di F e ARF dalla durata della precipitazione, che è meno marcata rispetto a quella che presentano h_P e i_P , poiché all'aumentare della durata della pioggia, l'altezza di pioggia h_P aumenta, mentre l'intensità di precipitazione i_P diminuisce, il valore della durata della precipitazione per cui si ha la portata massima è pari al tempo di corrivazione T_c , come mostrato nella figura 1.1:

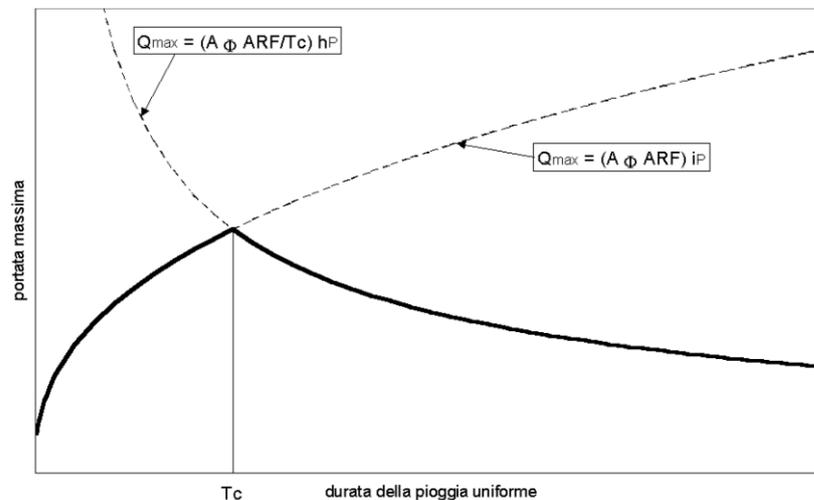


Figura 3.1 Valore della portata massima nella sezione terminale del bacino al variare della durata di una precipitazione uniforme, a parità di ARF e F .

Si dimostra così che, utilizzando il modello di corrivazione con ietogramma di pioggia netta uniforme la durata della precipitazione per cui si ha la massima portata è pari al tempo di corrivazione del bacino.

Il tragitto del tratto di strada in progetto si svilupperà lungo un percorso che intersecherà quattro diversi corsi d'acqua di modeste dimensioni. Il tracciato stradale si sviluppa in modo da attraversare alcuni fossi in più tratti, definendo quindi un totale di sei diversi sottobacini. L'intersezione alla sezione di chiusura finale, in località Caldarola, contempla la somma delle portate di massima piena di tutti i sottobacini. In singoli sottobacini sono stati numerati con numero progressivo. È stata inoltre aggiunta la distinzione tra il tratto nord e sud rispetto al tracciato stradale esistente, per distinguere la sezione di attraversamento, essendo tale numerazione identica per i due diversi tracciati. L'intersezione del tratto di strada esistente, pur non interessato da nuovi interventi è stato comunque valutato relativamente alla portata di massima piena.

	Superficie del singolo bacino
P01_1_N	0,61 Km ²
P01_2_N	0,42 Km ²
P01_3_S	13,94 Km ²
P01_4_S	0,05 Km ²
P01_5_S	0,88 Km ²
P01_6_S	0,33 Km ²

	Superficie del bacino sotteso alla sezione di chiusura	PORTATA DI MASSIMA PIENA CON TEMPO DI RITORNO DI 200 ANNI
P01_1_N_SeZ_5-6	16,23 Km ²	113,50 m ³
P01_2_N_su tratto esistente	0,42 Km ²	13,35 m ³
P01_3_S_SeZ_1-2	15,2 Km ²	113,97 m ³
P01_4_S_SeZ_3-4	0,93 Km ²	25,15 m ³
P01_5_S_SeZ_8-9	0,88 Km ²	28,92 m ³
P01_6_S_SeZ_16-17	0,33 Km ²	13,25 m ³

Di seguito viene riportata la tabella con i dati pluviografici relativi alle stazioni pluviometriche nonché le elaborazioni statistiche finalizzate al calcolo delle portate con diversi tempi di ritorno. Le elaborazioni si basano sulle geometrie relative ai singoli bacini e rispettivi corsi d'acqua, così come dai dati riportati nelle rispettive tabelle.

PROGETTAZIONE ATI:

APPENDICE A

ELABORAZIONI STATISTICO-PROBABILISTICHE

DATI PLUVIOGRAFICI					
(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo su 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive)					
Stazione di : Sarnano - Sassotetto					
Quota (m s.l.n) 539 - 1365			Numero di osservazioni : N = 30		
Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1991	13,4	17,2	19,4	26,8	38,6
1992	47	66,2	66,2	66,2	66,2
1993	12,4	19,2	31,4	36,8	53,4
1994	37	55,6	59,6	59,6	73,8
1995	24	39,4	42,2	54,6	82,2
1996	17,2	22,6	30,2	46,6	50,6
1997	18,2	37,8	37,8	53,2	59,8
1998	21,2	28,4	47	56,6	70
1999	28,8	37,8	40,8	40,8	53,6
2000	25,2	29,2	30,2	37	57,8
2001	9,2	21,2	27,4	32,2	54
2002	27,2	60,6	88,6	104,6	108,4
2003	27	46,6	49,8	58,8	59,4
2004	20,6	49	71,6	87,2	87,2
2005	28,8	45,4	46,4	48	79,2
2006	20,6	25,6	28,2	37,2	48,8
2007	16,6	20,6	39	61,4	62,4
2008	29,2	39	39,8	43	76
2009	33	46,4	67,6	93	124,4
2010	28,4	30,4	41	65,6	88
2011	21	23,8	28,6	34,4	61,6
2012	29	55,4	80,2	117,2	166
2013	30,2	37,6	69	108,8	176,6
2014	10,8	19	28,8	46,6	71,8
2015	85,2	94,4	10	24	Feb
2016	17,8	43	58,2	69	98,2
2017	22,4	30,6	37,4	64,6	104,8
2018	29,2	29,4	31	35,2	51,8
2019	29,4	33,4	44,4	85	115,4
2020	60	76,8	79,6	80	89,4

**ANALISI STATISTICA DEI DATI PLUVIOGRAFICI
(Metodo di Gumbel)**

Tabella 1 - Valori per ciascuna durata t , della media $\mu(h_t)$, dello scarto quadratico medio $\sigma(h_t)$ e dei due parametri α_t e u_t della legge di Gumbel (prima legge del valore estremo "EV1")

N =	30	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
$\mu(h_t)$		27,33	39,39	45,71	59,13	80,32
$\sigma(h_t)$		15,06	18,19	19,49	24,86	33,13
$\alpha_t = 1,283/\sigma(h_t)$		0,09	0,07	0,07	0,05	0,04
$u_t = \mu(h_t) - 0,45\sigma(h_t)$		20,56	31,20	36,94	47,95	65,42

Tabella 2 - Altezze massime di pioggia regolarizzate (mm)

Tr		t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
10 anni	$h_{max} =$	46,97	63,11	71,13	91,55	123,52
30 anni	$h_{max} =$	60,28	79,19	88,36	113,53	152,80
50 anni	$h_{max} =$	66,35	86,53	96,22	123,56	166,16
100 anni	$h_{max} =$	74,55	96,43	106,83	137,09	184,19
200 anni	$h_{max} =$	82,71	106,29	117,40	150,57	202,15

Tabella 3 -

Tr		LEGGE DI PIOGGIA	$h = a \times t^n$
10 anni	→		$h=45,313xt^{0,2951}$
30 anni	→		$h=57,825xt^{0,2837}$
50 anni	→		$h=63,536xt^{0,2799}$
100 anni	→		$h=71,239xt^{0,2757}$
200 anni	→		$h=78,914xt^{0,2723}$

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA - P01_1_N_Sez_5-6			TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)
Superficie del Bacino	S =	16,23 Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	6,40 Km	
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	493,00 m (s.l.m.)	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Kirpich, Watt-} \\ \text{Chow, Pezzoli} \end{array} \right. \Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} = \mathbf{1,60}$
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	281,00 m (s.l.m.)	
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,03 (m/m)	
Altitudine max bacino	H_{max} =	1323,00 m (s.l.m.)	
Altitudine sezione considerata	H₀ =	281,00 m (s.l.m.)	
Altitudine media bacino	H_m =	802,00 m (s.l.m.)	
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	521,00 m	

CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO
(FORMULA del METODO RAZIONALE)

$$Q_{\max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$$

con :

c = coefficiente di deflusso

h_(t,T) = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm)

S = superficie del bacino (km²)

t_c = tempo di corrivazione (ore)

3,6 = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec

RISULTATI

Deflusso c =	0,45	S (km ²) =	16,23	t_c (ore) =	1,60
---------------------	-------------	-------------------------------	--------------	------------------------------	-------------

Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)
10	45,3133	0,2951	1,60	52,10	65,88
30	57,8249	0,2837	1,60	66,12	83,62
50	63,5360	0,2799	1,60	72,52	91,71
100	71,2391	0,2757	1,60	81,15	102,63
200	78,9139	0,2723	1,60	89,75	113,50

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA - P01_2_N_su_tratto_esistent		TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)
Superficie del Bacino	$S = 0,42$ Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$
Lunghezza percorso idraulico principale	$L = 0,67$ Km	
Altitudine max percorso idraulico	$H_{max} = 335,00$ m (s.l.m.)	Kirpich, Watt- Chow, Pezzoli $\Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} = 0,20$
Altitudine min percorso idraulico	$H_0 = 290,00$ m (s.l.m.)	
Pendenza media percorso idraulico	$P = 0,07$ (m/m)	
Altitudine max bacino	$H_{max} = 374,90$ m (s.l.m.)	
Altitudine sezione considerata	$H_0 = 290,00$ m (s.l.m.)	
Altitudine media bacino	$H_m = 332,45$ m (s.l.m.)	
Dislivello medio bacino	$H_m - H_0 = 42,45$ m	

CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO
(FORMULA del METODO RAZIONALE)

$$Q_{max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$$

con :

- c = coefficiente di deflusso
- $h_{(t,T)}$ = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm)
- S = superficie del bacino (km²)
- t_c = tempo di corrivazione (ore)
- $3,6$ = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec

RISULTATI

Deflusso $c =$	0,45	S (km ²) =	0,42	t_c (ore) =	0,20
----------------	-------------	--------------------------	-------------	---------------	-------------

Tr (anni)	a	n	t_c (ore)	$h_{(t,T)}$ (mm)	Q_{max} (m ³ /sec)
10	45,3133	0,2951	0,20	28,19	7,39
30	57,8249	0,2837	0,20	36,64	9,61
50	63,5360	0,2799	0,20	40,51	10,62
100	71,2391	0,2757	0,20	45,73	11,99
200	78,9139	0,2723	0,20	50,93	13,35

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA - P01_3_S_SeZ_1-2		TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)
Superficie del Bacino	$S = 15,02$ Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$ Kirpich, Watt- $\Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} = 1,43$ Chow, Pezzoli
Lunghezza percorso idraulico principale	$L = 5,56$ Km	
Altitudine max percorso idraulico	$H_{max} = 493,00$ m (s.l.m.)	
Altitudine min percorso idraulico	$H_0 = 309,00$ m (s.l.m.)	
Pendenza media percorso idraulico	$P = 0,03$ (m/m)	
Altitudine max bacino	$H_{max} = 1323,00$ m (s.l.m.)	
Altitudine sezione considerata	$H_0 = 309,00$ m (s.l.m.)	
Altitudine media bacino	$H_m = 816,00$ m (s.l.m.)	
Dislivello medio bacino	$H_m - H_0 = 507,00$ m	

CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO
(FORMULA del METODO RAZIONALE)

$$Q_{max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$$

con :

- c = coefficiente di deflusso
- $h_{(t,T)}$ = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm)
- S = superficie del bacino (km²)
- t_c = tempo di corrivazione (ore)
- $3,6$ = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec

RISULTATI

Deflusso $c =$	0,45	S (km ²) =	15,02	t_c (ore) =	1,43
----------------	-------------	--------------------------	--------------	---------------	-------------

Tr (anni)	a	n	t_c (ore)	$h_{(t,T)}$ (mm)	Q_{max} (m ³ /sec)
10	45,3133	0,2951	1,43	50,40	65,99
30	57,8249	0,2837	1,43	64,05	83,86
50	63,5360	0,2799	1,43	70,28	92,01
100	71,2391	0,2757	1,43	78,68	103,01
200	78,9139	0,2723	1,43	87,05	113,97

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA - P01_4_S_Sez 4-5			TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)
Superficie del Bacino	S =	0,93 Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	0,80 Km	
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	345,00 m (s.l.m.)	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Kirpich, Watt-} \\ \text{Chow, Pezzoli} \end{array} \right. \Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} = \mathbf{0,25}$
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	302,00 m (s.l.m.)	
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,05 (m/m)	
Altitudine max bacino	H_{max} =	546,70 m (s.l.m.)	
Altitudine sezione considerata	H₀ =	302,00 m (s.l.m.)	
Altitudine media bacino	H_m =	424,35 m (s.l.m.)	
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	122,35 m	

CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO
(FORMULA del METODO RAZIONALE)

$$Q_{\max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$$

con :

c = coefficiente di deflusso

h_(t,T) = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm)

S = superficie del bacino (km²)

t_c = tempo di corrivazione (ore)

3,6 = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec

RISULTATI

Deflusso c =	0,45	S (km ²) =	0,93	t_c (ore) =	0,25
---------------------	-------------	-------------------------------	-------------	------------------------------	-------------

Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)
10	45,3133	0,2951	0,25	30,10	13,99
30	57,8249	0,2837	0,25	39,03	18,14
50	63,5360	0,2799	0,25	43,11	20,04
100	71,2391	0,2757	0,25	48,62	22,60
200	78,9139	0,2723	0,25	54,11	25,15

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA - P01_5_S_SeZ 8-9		TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)																																				
Superficie del Bacino	S = 0,88 Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$ { Kirpich, Watt- Chow, Pezzoli $\Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} = 0,19$																																				
Lunghezza percorso idraulico principale	L = 0,55 Km																																					
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} = 345,00 m (s.l.m.)																																					
Altitudine min percorso idraulico	H₀ = 303,00 m (s.l.m.)																																					
Pendenza media percorso idraulico	P = 0,05 (m/m)																																					
Altitudine max bacino	H_{max} = 546,70 m (s.l.m.)																																					
Altitudine sezione considerata	H₀ = 303,00 m (s.l.m.)																																					
Altitudine media bacino	H_m = 424,85 m (s.l.m.)																																					
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ = 121,85 m																																					
CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO (FORMULA del METODO RAZIONALE)																																						
$Q_{max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$ con : <ul style="list-style-type: none"> c = coefficiente di deflusso h_(t,T) = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm) S = superficie del bacino (km²) t_c = tempo di corrivazione (ore) 3,6 = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec 																																						
RISULTATI																																						
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>Deflusso c =</td> <td>0,45</td> <td>S (km²) =</td> <td>0,88</td> <td>t_c (ore) =</td> <td>0,19</td> </tr> </table>			Deflusso c =	0,45	S (km ²) =	0,88	t_c (ore) =	0,19																														
Deflusso c =	0,45	S (km ²) =	0,88	t_c (ore) =	0,19																																	
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Tr (anni)</th> <th>a</th> <th>n</th> <th>t_c (ore)</th> <th>h_(t,T) (mm)</th> <th>Q_{max} (m³/sec)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>45,3133</td> <td>0,2951</td> <td>0,19</td> <td>27,81</td> <td>15,99</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>57,8249</td> <td>0,2837</td> <td>0,19</td> <td>36,17</td> <td>20,80</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>63,5360</td> <td>0,2799</td> <td>0,19</td> <td>39,99</td> <td>23,00</td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>71,2391</td> <td>0,2757</td> <td>0,19</td> <td>45,16</td> <td>25,96</td> </tr> <tr> <td>200</td> <td>78,9139</td> <td>0,2723</td> <td>0,19</td> <td>50,30</td> <td>28,92</td> </tr> </tbody> </table>			Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)	10	45,3133	0,2951	0,19	27,81	15,99	30	57,8249	0,2837	0,19	36,17	20,80	50	63,5360	0,2799	0,19	39,99	23,00	100	71,2391	0,2757	0,19	45,16	25,96	200	78,9139	0,2723	0,19	50,30	28,92
Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)																																	
10	45,3133	0,2951	0,19	27,81	15,99																																	
30	57,8249	0,2837	0,19	36,17	20,80																																	
50	63,5360	0,2799	0,19	39,99	23,00																																	
100	71,2391	0,2757	0,19	45,16	25,96																																	
200	78,9139	0,2723	0,19	50,30	28,92																																	

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA - P01_6_S_SeZ_16-17			TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)
Superficie del Bacino	S =	0,33 Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} =$
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	0,65 Km	
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	440,00 m (s.l.m.)	Kirpich, Watt- Chow, Pezzoli $\Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} =$ 0,14
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	349,00 m (s.l.m.)	
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,14 (m/m)	
Altitudine max bacino	H_{max} =	530,00 m (s.l.m.)	
Altitudine sezione considerata	H₀ =	349,00 m (s.l.m.)	
Altitudine media bacino	H_m =	439,50 m (s.l.m.)	
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	90,50 m	

**CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO
(FORMULA del METODO RAZIONALE)**

$$Q_{max} = \frac{ch_{(t,T)}S}{3.6t_c}$$

con :

c = coefficiente di deflusso

h_(t,T) = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm)

S = superficie del bacino (km²)

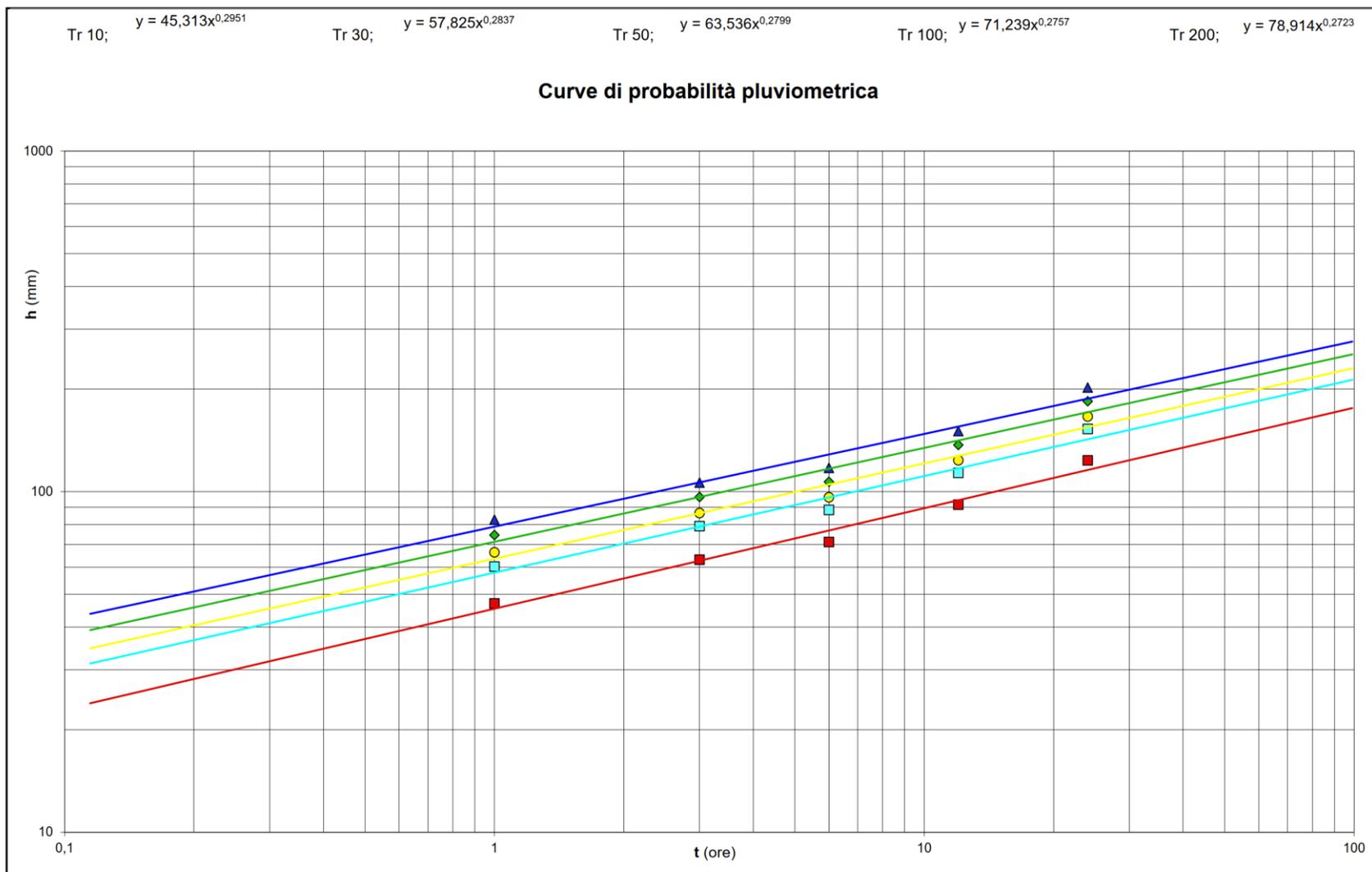
t_c = tempo di corrivazione (ore)

3,6 = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec

RISULTATI

Deflusso c =	0,45	S (km ²) =	0,33	t_c (ore) =	0,14
---------------------	-------------	-------------------------------	-------------	------------------------------	-------------

Tr (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(t,T) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)
10	45,3133	0,2951	0,14	25,58	7,28
30	57,8249	0,2837	0,14	33,38	9,50
50	63,5360	0,2799	0,14	36,95	10,51
100	71,2391	0,2757	0,14	41,76	11,88
200	78,9139	0,2723	0,14	46,57	13,25



PROGETTAZIONE ATI: