

RevN°	Descrizione:	Data
0	Prima emissione	Maggio - 2024
1	Seconda emissione	

CAPPELLO
ENGINEERING SRL

COMUNE DI ERICE

Variante urbanistica per la reiterazione dei vincoli preordinati all'esproprio per la realizzazione del Cimitero Comunale in località Napola Specchia

Studio di invarianza idraulica

Sede operativa e legale in 91027 Paceco (TP) Via Giovanni Amendola, 30
Tel.: 0923.478486 - P.IVA 02796440812
Cell: 380.7514157 - 333.2455287
e-mail: cappello.engineering@gmail.com
Pec: cappello.engineering@pecaruba.it

Redatto il: 16/05/2024	Rielaborato il:
	<p>CONSULENZA IDRAULICA</p> <p>Cappello Engineering Srl <i>Il Direttore Tecnico</i> <i>Ing. Saverio Cappello</i></p>  

Disegnato da:	Verificato da:	Approvato da:	ID elaborato	MURA036 rgn 01 R0
UT	UT	DG	Percorso	\\Pc-1\studio srl\1. SERVIZI DI INGEGNERIA\2. ALTRI SERVIZI\2.4 CONSULENZE\MURA 036\output.1 commesse acquisite

Sommario

Sommario	1
1 Premessa	3
2 Metodologia di studio adottata	4
2.1 Elaborazione dati idrologici.....	5
2.1.1 Determinazione delle altezze di pioggia di massima intensità, di fissata durata e dato tempo di ritorno relative al bacino idrografico.....	6
2.2 Metodo della corrivazione.....	8
2.2.1 Tracciamento delle linee isocorrive e determinazione della curva ipsografica	10
2.2.2 Tempo di corrivazione del bacino	11
2.2.3 Calcolo della pioggia netta.	12
2.2.4 Costruzione letogramma Chicago:.....	16
2.2.5 Determinazione curva isocorrigrafica e relativa superfici isocorrive:.....	17
2.2.6 Determinazione onde di piena e valori di portata al colmo per diversi tempi di ritorno:	18
2.2.7 Verifica della sezione fluente.....	20
2.3 Invarianza idraulica.....	22
2.3.1 La laminazione delle piene.....	22
L	23
W	24
W + W_l.....	24
2.3.2 Dimensionamento vasca di laminazione.....	24
2.3.3 Pre-dimensionamento della larghezza dello sfioratore.....	25
2.3.4 Verifica della larghezza dello sfioratore e costruzione della relativa onda laminata	26
3 Studio idrologico Sottobacino Area Cimiteriale Pre-urbanizzazione:	28
3.1 Elaborazione dati idrologici.....	29
3.2 Determinazione delle altezze di pioggia di massima intensità, di fissata durata e dato tempo di ritorno relative al bacino idrografico	30
3.3 Determinazione curva ipsografica e relativa retta di compenso:	32
3.4 Determinazione tempo di corrivazione:	34
3.5 Calcolo della pioggia netta.	35
3.6 Costruzione letogramma Chicago:.....	36
3.7 Determinazione curva isocorrigrafica e relativa superfici isocorrive:.....	37
3.8 Determinazione onde di piena e valori di portata al colmo per diversi tempi di ritorno:	39
4 Studio idrologico Sottobacino Area Cimiteriale Post-urbanizzazione:	41
4.1 Elaborazione dati idrologici.....	43
4.2 Determinazione delle altezze di pioggia di massima intensità, di fissata durata e dato tempo di ritorno relative al bacino idrografico	43
4.3 Determinazione curva ipsografica e relativa retta di compenso:	45
4.4 Determinazione tempo di corrivazione:	47
4.5 Calcolo della pioggia netta.	48

4.6	Costruzione letogramma Chicago:	49
4.7	Determinazione curva isocorrigrafica e relativa superfici isocorrive:	50
4.8	Determinazione onde di piena e valori di portata al colmo per diversi tempi di ritorno:	52
5	Determinazione Volume di invaso e relativa onda di laminazione	54
5.1.1	Pre-dimensionamento della larghezza dello sfioratore	55
5.1.2	Verifica della larghezza dello sfioratore e costruzione della relativa onda laminata 56	
6	Riferimenti	59
6.1	Sottobacino Area cimiteriale Napola/Specchia	59

1 Premessa

Nell'ambito della procedura di Valutazione Ambientale Strategica attivata dal Comune di Erice con riferimento alla variante urbanistica adottata per la reiterazione dei vincoli del PRG preordinati all'esproprio per la realizzazione del nuovo cimitero in località Napola-Specchia del Comune di Erice, la scrivente società di ingegneria Cappello Engineering Srl, ha ricevuto l'incarico per la redazione dello studio di invarianza idraulica con riferimento alla verifica della coerenza idraulica dei piani e programmi dell'Unione Europea, Nazionali, Regionali e Locali con gli obiettivi della Pianificazione del Distretto Idrografico della Sicilia.

In via preliminare si procederà alla elaborazione dei dati idrologici per determinare le altezze di pioggia in corrispondenza alla massima intensità dell'evento con una durata fissata ed uno specifico tempo di ritorno con riferimento al bacino considerato e alle verifiche idrauliche della sezione di chiusura individuata sulla base dell'orografia del bacino e delle opere che costituiscono l'oggetto della variante.

L'invarianza idraulica, definita nell'art. 2 del D.D.G. n.102 del Dipartimento Regionale dell'Urbanistica del Dipartimento Autorità di Bacino del Distretto Idrografico della Sicilia fissa il principio in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non debbono essere maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazione, tenuto conto che una modifica della permeabilità sarà ritenuta significativa quando la superficie di trasformazione urbanistica, che includa aree permeabili ed impermeabili, supera il valore complessivo di un ettaro e/o la variazione percentuale del coefficiente di deflusso, successivamente alla trasformazione urbanistica, superi del 50% il valore del coefficiente preesistente.

I criteri per la valutazione dell'invarianza idraulica di progetto e le metodologie di calcolo adoperate per la progettazione idraulica della vasca di laminazione, in conformità agli indirizzi tecnici riportati al paragrafo A dell'allegato 2 del citato decreto, saranno espone dettagliatamente nel proseguo e saranno così articolate:

- determinazione dei coefficienti di deflusso e delle portate ante operam e post operam;
- definizione della portata da accumulare, laminare e/o infiltrare che, per il principio di invarianza idraulica, dovrà essere uguale alla differenza tra la portata post operam e quella ante operam;
- verifica che la portata massima al corpo idrico ricettore non aumenti per effetto della realizzazione delle opere in progetto;
- determinazione del volume di laminazione necessario per compensare l'aumento di impermeabilizzazione del suolo;
- individuazione della soluzione tecnica attraverso cui ottenere l'invarianza idraulica.
- determinazione e verifica della portata rilasciata dalla vasca di laminazione.

2 Metodologia di studio adottata

Stante le peculiarità territoriali sia geologiche che geomorfologiche, il valore del coefficiente di deflusso per la condizione pre-urbanizzazione, è stato stimato prossimo a 80, utilizzando il metodo delle Curve Number CN [cfr. paragrafo 3.5], il che equivale ad affermare che l'80% della pioggia caduta sul suolo del bacino in esame defluirebbe verso valle. Per quanto attiene invece al valore attribuito al coefficiente di deflusso per la condizione di post-urbanizzazione, la valutazione è stata effettuata eseguendo una media ponderale tra i CN assegnati alle diverse superfici oggetto di intervento. Tale procedimento ha restituito per l'intera superficie un coefficiente di deflusso medio ponderale pari a circa 86, fattore secondo il quale il deflusso utile raggiungerebbe l'86% della pioggia caduta al suolo.

Così come riporta il sotto capitolo A.2, per gli interventi con superficie maggiore di 10.000 mq, occorre elaborare lo studio di invarianza idraulica e i calcoli idrologici, finalizzati alla determinazione degli idrogrammi netti, è stata effettuata con il metodo di trasformazione afflussi-deflussi metodo del Curve Number. Il tempo di ritorno delle piogge da adoperare nel calcolo dei volumi (laminazione/infiltrazione) è pari a 30 anni, nel rispetto dei franchi di sicurezza. A tal riguardo la valutazione delle portate al colmo è stata eseguita tramite un'analisi statistica dei dati di pioggia disponibili, in maniera tale da stabilire una relazione fra le portate ed il corrispondente tempo di ritorno T_r . In letteratura esistono diversi metodi per la valutazione delle portate di piena, in funzione dei dati disponibili di partenza, distinguibili in metodi diretti e indiretti.

Per l'applicazione del metodo diretto, nel quale i dati di portata elaborati sono soltanto quelli forniti dalle stazioni di misura, è necessario che le stesse siano attive da parecchi anni (20-30 anni) e siano sufficientemente prossime alla sezione di chiusura del bacino di interesse. Si ricorre all'impiego di metodi indiretti, quando non si dispone di misure dirette della portata del corso d'acqua. In questi casi è possibile percorrere più strade, a titolo esemplificativo è possibile utilizzare formule empiriche implementate a partire da misure di portata al colmo registrate in diversi bacini idrografici, anche molto distanti l'uno dall'altro, ma che hanno in comune la tipologia del corso d'acqua, come torrenti alpini, fiumare, ecc., e pertanto valgono soltanto per quella tipologia di corso d'acqua. Sempre nell'ambito dei metodi indiretti, quindi in caso di bacini non strumentati, le portate di piena possono essere valutate a partire da una analisi statistica dei dati storici di precipitazione e più specificatamente di dati che riguardano eventi meteorici particolarmente intensi, ossia le piogge di massima intensità e breve durata, registrate dalle stazioni pluviografiche ricadenti o prossime al bacino, e sistematicamente raccolti sugli annali del Servizio Idrografico. Successivamente tali valori di altezza di pioggia, vengono trasformati in portate per mezzo del modello di trasformazione afflussi/deflussi.

Le zone interessate e le incisioni minori attraversate dai corsi d'acqua da analizzare, non sono dotate di stazioni di misura dei livelli-portate e pertanto per la valutazione delle portate al colmo si farà ricorso al metodo indiretto di trasformazione afflussi/deflussi. Partendo dalla serie storica dei dati pluviometrici di interesse registrati nelle stazioni di misura (annali idrologici del Servizio Idrografico Italiano), ossia le precipitazioni di massima intensità relative alle durate 1, 3, 6, 12, 24 ore, mediante rielaborazione geometrica (piogge ragguagliate a ciascuna stazione di misura) e statistica, si è pervenuto alla valutazione delle portate di piena relative ai tempi di ritorno di 30, 50 e 100 anni e, successivamente, alla verifica delle sezioni significative applicando la formula di Chezy.

2.1 Elaborazione dati idrologici

I dati di partenza per le elaborazioni che conducono alla determinazione dell'idrogramma di piena sono i valori delle precipitazioni di massima intensità registrati dalle stazioni pluviografiche, per le quali sono stati calcolati l'altezza di pioggia media del periodo di osservazione e lo scarto quadratico medio, con riferimento alle durate di pioggia cioè 1, 3, 6, 12, 24 ore. Le altezze di pioggia espresse in mm, sono soltanto dei valori puntuali riferiti alla stazione, o più specificatamente al punto dove si trova il pluviografo.

Per riferire tali valori all'intera area dei topoietsi occorre eseguire un'operazione di raguaglio.

Il metodo di raguaglio utilizzato è quello dei topoietsi, o poligoni di Thiessen, secondo il quale è possibile suddividere il bacino in porzioni di territorio assegnando a ciascuna stazione un'area di competenza. In particolare, il metodo consiste nell'unire con segmenti tutte le stazioni tra loro contigue, così da ottenere un reticolo a maglie triangolari, e nel tracciare quindi le perpendicolari ai segmenti nel punto medio. Si individuano, quindi, dei poligoni irregolari, ciascuno dei quali contenente una stazione di misura. Una volta tracciati i topoietsi ad ogni stazione si è assegnata l'area del poligono in cui essa ricade.

Ricavate le singole aree dei topoietsi, possiamo determinare i coefficienti di Fornari, i quali moltiplicati per ogni valore puntuale di altezza di pioggia media e scarto calcolati precedentemente, permettono di ottenere i valori di altezza di pioggia media e scarto raguagliati alle singole stazioni.

L'espressione adoperata per ricavare i coefficienti di Fornari è la seguente:

$$\Psi = \frac{1}{1 + 0,0015 \frac{S}{d^{0,2}}}$$

- S: area topoietsi (km²)
- d: durata della pioggia (1, 3, 6, 12, 24) in ore

Ottenuti i valori di medi e scarto associati ai tre topoietsi, è possibile determinare media e scarto quadratico medio relativi all'intero bacino idrografico considerando le medie pesate.

Così come eseguito nel PAI, la stima oraria delle precipitazioni lorde nel bacino viene dunque realizzata in termini di altezza di pioggia media raguagliata h_i , definita come media ponderale delle precipitazioni medie registrate nelle singole stazioni, ed espressa come segue:

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^N h_{i,j}^* S_j}{\sum_{j=1}^N S_j} \quad i = 1, 3, 6, 12, 24 \quad j = 1, 2, 3 \text{ (quante le stazioni considerate)}$$

- $h_{i,j}$ altezza di pioggia media registrata alla stazione j e di durata i-esima
- S_j superficie del topoietsi relativo alla stessa stazione j

La stessa operazione di raguaglio è stata eseguita per ottenere lo scarto quadratico medio raguagliato (s.q.m.) σ_i :

$$\sigma_i = \frac{\sum_{j=1}^N \sigma_{i,j}^* S_j}{\sum_{j=1}^N S_j} \quad i = 1, 3, 6, 12, 24 \quad j = 1, 2, 3 \text{ (quante le stazioni considerate)}$$

- $\sigma_{i,j}$ = scarto relativo al topoietsi j e di durata i-esima
- S_j = superficie del topoietsi relativo alla stessa stazione j

2.1.1 Determinazione delle altezze di pioggia di massima intensità, di fissata durata e dato tempo di ritorno relative al bacino idrografico

Come anticipato, la maggior parte dei metodi che l'idrologia propone per ricostruire eventi di piena sono metodi indiretti, i quali stimano l'idrogramma di piena adoperando un modello di trasformazione piogge-portate che prevede, come input, la definizione di un determinato evento di pioggia.

Assumendo l'ipotesi che un evento di pioggia di tempo di ritorno T , genera un'evento di piena di pari tempo di ritorno, volendo stimare eventi di piena di dato tempo di ritorno, occorre prima ricostruire l'evento di pioggia di pari tempo di ritorno.

Per stimare l'evento meteorico suddetto, si utilizzano i dati raccolti dalle stazioni pluviometriche, le quali registrano le massime altezze di pioggia di durata 1, 3, 6, 12, 24 ore.

Si consideri però che i valori registrati ed analizzati, sono i massimi che si sono verificati in N anni di funzionamento della stazione, e per tanto occorre ricorrere ad uno strumento analitico che permetta di stimare le massime altezze di pioggia indipendentemente dalla dimensione del campione di partenza.

Occorre quindi adoperare una legge probabilistica che si adatti bene ai dati di pioggia di massima intensità in modo da poter attribuire ad un qualsiasi tempo di ritorno che ci interessa, il relativo valore di precipitazione. In genere le piogge di massima intensità seguono abbastanza bene la Legge di Gumbel, la cui forma esplicita è la seguente:

$$h_{d,T} = v_d - \frac{1}{\alpha_d} \ln \left| \ln \left| \frac{T-1}{T} \right| \right|$$

- T Tempo di ritorno in anni
- $\alpha_d = \frac{1,283}{\sigma_d}$ Parametro di forma
- $v_d = h_i - 0,45 \sigma_i$ Parametro di scala, con h_i e σ_i precipitazione media e scarto quadratico medio ragguagliati all'intero bacino

Noti i parametri della legge di Gumbel, si ricavano le altezze critiche di pioggia di data durata e tempo di ritorno, le quali consentono di costruire le curve di probabilità pluviometrica.

La Figura 1 mostra il tipico andamento delle curve di probabilità, espresse da equazioni di tipo potenza che esprimono la relazione tra le durate degli eventi meteorici e l'altezza di pioggia.

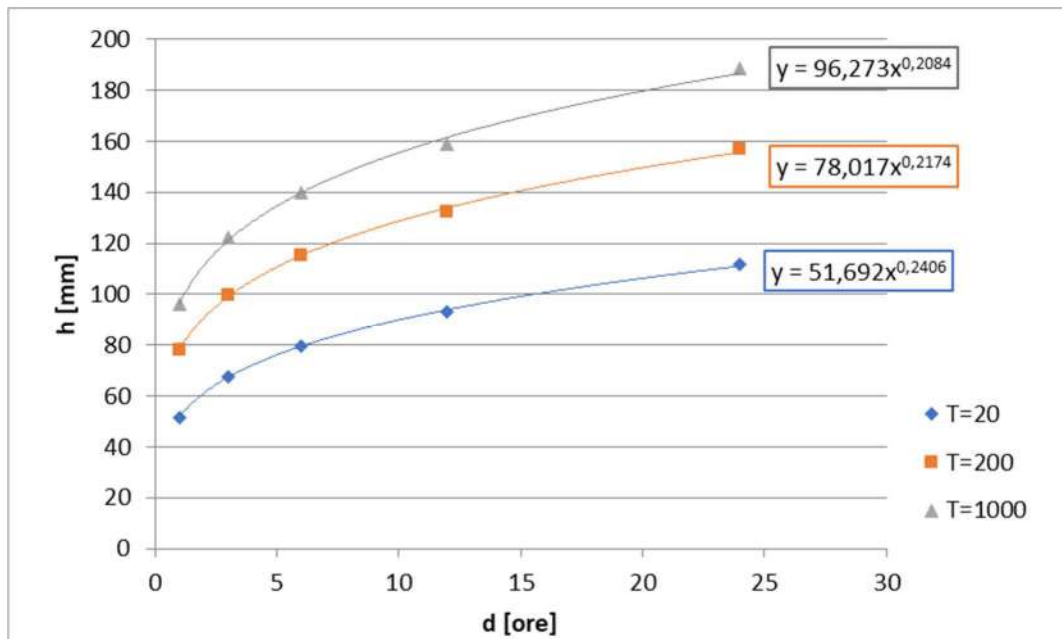


Figura 1. Curve di probabilità pluviometrica

Dalle equazioni delle curve di probabilità pluviometrica, è possibile determinare, per ogni tempo di ritorno fissato, i coefficienti a ed n che definiscono la relazione del tipo potenza, la quale ci consente di determinare l'altezza di pioggia per qualsiasi durata e dato tempo di ritorno:

$$h_{t,T} = a * t^n$$

essendo $h_{t,T}$ l'altezza di pioggia relativa alla durata t.

T [anni]	Parametri CPP	
	a	n
20	51,692	0,2406
200	78,017	0,2174
1000	96,273	0,2084

Tabella 1. Parametri a e n delle curve di probabilità pluviometrica

2.2 Metodo della corrivazione

Il metodo della corrivazione è un modello di trasferimento che permette di ricavare l'idrogramma di piena a partire dalla conoscenza dello ietogramma di pioggia netta.

Durante un evento meteorico importante, non tutta la pioggia che si abbatte su un bacino idrografico raggiunge la rete idrografica e quindi la sezione di chiusura del bacino: una parte si infiltra, una parte evapora, una parte viene trattenuta dalla vegetazione e parte rimane intrappolata in depressioni superficiali e avvallamenti. Ma la parte che defluisce in superficie, sopra le pendici del terreno, prima o poi raggiungerà la rete idrografica e contribuirà a formare la piena nella sezione di chiusura del bacino.

Il metodo della corrivazione è un modello che riproduce in modo semplificato le vicende di questa parte di pioggia, dal punto di caduta sul terreno, al raggiungimento della rete idrografica ed infine della sezione di chiusura. Per questo motivo si parla di modello di trasferimento, perché appunto riproduce il trasferimento della pioggia dal punto in cui è caduta fino all'ultima sezione di interesse.

In verità l'acqua che cade sul suolo e che successivamente raggiunge la rete idrografica, si trasferisce e al tempo stesso riempie (invasa) le capacità che incontra lungo il suo tragitto. Che si trasferisca è evidente, infatti essa scorre spostandosi da quote maggiori a quote minori, ma al tempo stesso è innegabile che durante le precipitazioni, lungo il corso d'acqua aumenta il suo volume a causa di quest'ultima, pertanto la pioggia si trasferisce lungo il fiume e invasa il fiume. Invaso e trasferimento sono fenomeni entrambi presenti durante una piena ed infatti la modellistica moderna ne tiene conto, nel passato, invece, le difficoltà computazionali hanno indotto a trascurare di volta in volta uno dei due fenomeni e considerare solo l'altro, a seconda delle situazioni. Ciò a dato vita a due modelli: quello della corrivazione e quello dell'invaso che possiamo considerare i progenitori di tutti gli altri modelli in seguito ideati. Per molti anni le piene in fognatura sono state studiate attraverso il metodo dell'invaso perché si riteneva che il fenomeno di riempimento della rete di drenaggio fosse prevalente sul fenomeno del trasferimento. Al contrario, nello studio delle piene nei corsi d'acqua naturali, si è sempre adottato il metodo della corrivazione. Negli ultimi vent'anni il metodo dell'invaso è stato praticamente abbandonato, almeno nel suo uso esclusivo, ma i suoi principi si incontrano nei modelli più complessi laddove si vuol tener conto sia del fenomeno di trasferimento sia del fenomeno di invaso. Invece il metodo della corrivazione è ancora largamente utilizzato ed è di esso che si parlerà nel prosieguo. Il tempo di corrivazione è il tempo impiegato per raggiungere la sezione di chiusura del bacino dalla particella liquida più lontana.

Il metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

1. La piena avviene solo per trasferimento;
2. Il percorso di una goccia di acqua che cade in un punto all'interno del bacino è immutabile. Esso dipende solo dal punto in cui la goccia è caduta;
3. La velocità di trasferimento di una goccia d'acqua è indipendente da quella delle altre gocce d'acqua ad essa vicina;
4. Il processo di trasferimento è un processo lineare e pertanto è possibile applicare ad esso il principio di sovrapposizione degli effetti.

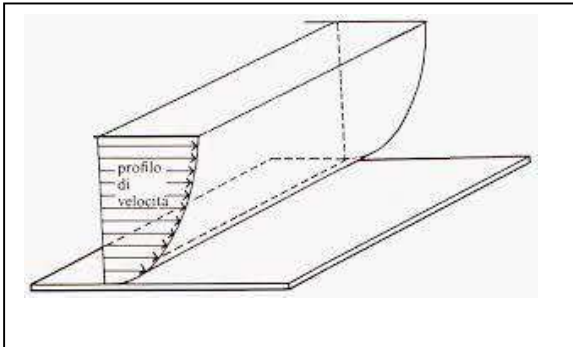


Figura 2. diagramma di velocità in un canale

La prima ipotesi implica che sono trascurati tutti i fenomeni di invaso, pertanto una goccia d'acqua caduta sul suolo si limita a trasferirsi, senza mai fermarsi, finché non raggiunge la sezione di chiusura del bacino.

La seconda ipotesi consiste nell'immaginare ciascun punto del bacino collegato con la sezione di chiusura attraverso un canale. Per questo motivo e per l'ipotesi 4 il metodo della corrivazione è anche chiamato "modello concettuale del canale lineare".

La terza ipotesi è forse la più difficile da accettare. E' noto infatti che il diagramma delle velocità in una sezione trasversale di un canale ha forma parabolica (cfr. Figura 2), pertanto le particelle d'acqua più vicine al fondo hanno velocità più piccola mentre quelle prossime alla superficie hanno velocità più grande. Grazie alla viscosità le particelle d'acqua interferiscono l'una con l'altra, le più lente tendono a rallentare le più veloci e viceversa. Pertanto le particelle d'acqua saranno dotate di velocità che si influenzano certamente le une con le altre. In generale per ciascun punto del bacino si può definire un valore del tempo di corrivazione; esso è il tempo che

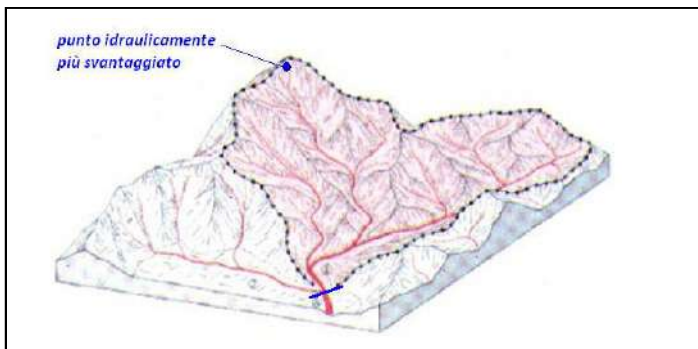


Figura 3. bacino idrografico con indicazione del punto idraulicamente più svantaggiato

occorre ad un particella d'acqua caduta in quel punto per raggiungere la sezione di chiusura del bacino. Dato che il percorso delle particelle d'acqua è immutabile, (ipotesi 2), e dato che le particelle hanno velocità che non si influenzano le une con le altre (ipotesi 3), anche il tempo di corrivazione di ogni punto del bacino è immutabile. Tra tutti i punti del bacino ve ne sarà uno a cui compete il più alto valore del tempo di corrivazione: si dice che tale punto è

idraulicamente il più svantaggiato (cfr. Figura 3) ed il tempo di corrivazione che compete a questo punto si assume come tempo di corrivazione del bacino. Pertanto si definisce tempo di corrivazione del bacino, e si indica con τ_c , il tempo che occorre alla particella d'acqua caduta nel punto idraulicamente più svantaggiato per raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

Sulla base delle ipotesi sopraelencate per poter applicare il metodo della corrivazione occorre:

- 1) Tracciamento delle linee isocorrive e determinazione della curva isocorrivografica;
- 2) Calcolo del tempo di corrivazione;
- 3) Calcolo della pioggia netta.
- 4) Costruzione onde di piena

2.2.1 Tracciamento delle linee isocorrive e determinazione della curva ipsografica

Come a partire da un piano quotato è possibile tracciare delle curve di livello, dette anche isoipse, ossia linee luogo dei punti ad uguale quota. Allo stesso modo, dato che ciascun punto del bacino idrografico è caratterizzato da un valore del tempo di corrivazione e dato che tale valore è immutabile, si possono tracciare le linee isocorrive ossia il luogo dei punti del bacino ad ugual tempo di corrivazione. Ogni coppia di linee isocorrive successive delimita una superficie definita “superficie isocorriva”; nella quale i punti di tale superficie avranno un tempo di corrivazione compreso tra i valori delle due linee isocorrive che la delimitano. La conoscenza dell’estensione di tali superfici è essenziale per l’applicazione del metodo della corrivazione; pertanto si illustrano di seguito due metodi, scelti tra i più comuni, utilizzati per identificare le superfici isocorrive. I metodi di stima delle superfici isocorrive hanno un loro specifico campo di applicabilità in quanto sono legati alla forma del bacino idrografico che può essere del tipo a foglia larga o a foglia lunga. Nel caso di bacini a foglia larga, come nel nostro caso, secondo l’ipotesi del Viparelli, non si commette un grosso errore considerando le linee isocorrive coincidenti con le isoipse. Questa proposta si fonda sull’ipotesi che il tempo di corrivazione di ciascun punto del bacino sia proporzionale alla distanza che intercorre tra esso e la sezione di chiusura e che, in generale, a punti di quota più elevata corrispondono distanze maggiori e, quindi, tempi di corrivazione più grandi. Si definisce curva ipsografica del bacino la curva che fornisce, per ogni quota, l’estensione della porzione di bacino che si trova a quota superiore o uguale a quella data quota. In particolare, digitalizzando le curve di livello tratte dalla rappresentazione cartografica, si sono individuati il punto più alto e quello più basso del bacino e si sono considerate n curve di livello intermedie e calcolate le superfici relative. Ricavati i dati si è proceduto alla costruzione della curva ipsografica riportando in ascisse le superfici e in ordinate le quote. L’utilità della curva ipsografica risiede nel fatto che tramite essa si riesce a ricavare H_m ovvero l’altitudine media del bacino, espressa in m, riferita alla quota H_{sc} della sezione di chiusura del bacino stesso. L’altitudine media riferita alla quota della sezione di chiusura è data dalla differenza fra l’ordinata della retta di compenso dell’area sottostante la curva, e la quota della sezione di chiusura, ovvero essa è l’altezza del rettangolo di base S (superficie del bacino) ed area pari all’area sottostante la curva.

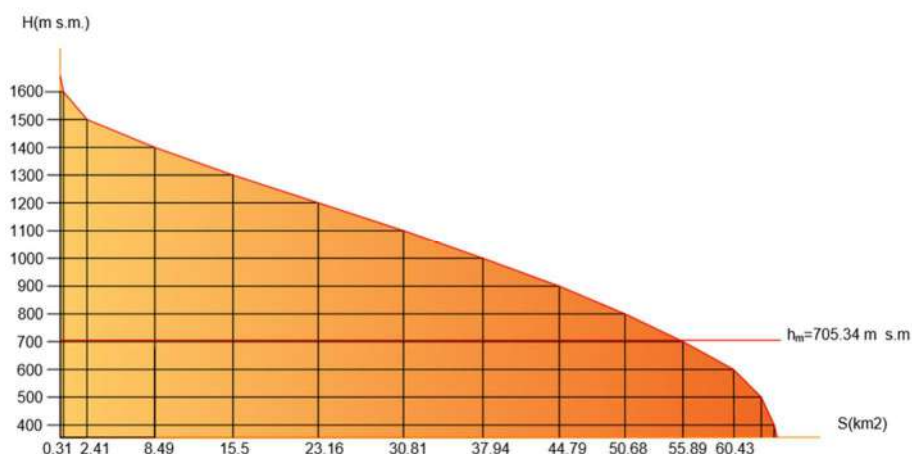


Figura 4. Curva ipsografica e relativa retta di compenso

2.2.2 Tempo di corrivazione del bacino

Il tempo di corrivazione del bacino che rappresenta il parametro del modello, è quel valore che deve essere tarato sulle base delle caratteristiche proprie del bacino in studio, affinché il modello della corrivazione sia applicabile ad esso. La durata della precipitazione critica per il bacino, per la quale si raggiunge il valore più elevato di portata, viene assunta proprio pari al tempo di corrivazione τ_c , in pratica una pioggia che dura un tempo pari al tempo di corrivazione del bacino, produce una piena che ha un valore della portata al colmo che è il più alto che si può ottenere a parità di tempo di ritorno. Se si ricostruisce la piena con una pioggia di durata inferiore al tempo di corrivazione si ottiene un colmo più basso, se si ricostruisce la piena a partire da una pioggia che dura di più del tempo di corrivazione, il colmo viene uguale a quello ottenuto per una pioggia di durata pari a τ_c . Il tempo di corrivazione può essere valutato attraverso diverse formule empiriche, si riportano quelle di Kirpich e quella di Giandotti, che ricoprono rispettivamente, bacini di modeste e notevoli estensioni.

La formula di Giandotti viene adoperata per bacini di estensione superiore ai 100 km²

$$\tau_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_m}}$$

- Superficie del bacino S [km²],
- Lunghezza dell'asta principale L [km]
- Altitudine media del bacino H_m, riferita alla sezione di chiusura, espressa in metri.

La formula di Kirpich invece adattabile per bacini di estensione limitata, presenta la seguente forma:

$$\tau_c = 0.01947 \frac{L^{0.77}}{i^{0.385}}$$

- Lunghezza del percorso idraulico più lungo L [metri],
- Pendenza i, data dal rapporto tra il dislivello H tra le quote estreme del percorso e la lunghezza L di questo.

Successivamente viene adottato il criterio di velocità per verificare se il valore del tempo di corrivazione, stimato con una formula empirica, è accettabile oppure no.

In particolare, una volta stimato τ_c , si determina la velocità e si verifica se il valore ottenuto rientra o meno nel suddetto intervallo [1÷1.5 m/s], o secondo la procedura inversa, fissiamo la velocità media di propagazione della piena pari a 1,5 m/s e dal rapporto tra la lunghezza L del percorso idraulico e detta velocità, si ricava un plausibile valore del tempo di corrivazione t_{vc} . Tale valore t_{vc} va confrontato nella corrispondente unità di misura con quello ricavato dalle due precedenti formule empiriche e va accettato quello per cui τ_c è più vicino a t_{vc} .

2.2.3 Calcolo della pioggia netta.

Per il calcolo della pioggia netta, occorre costruire lo ietogramma di progetto, il quale è definito da tre parametri fondamentali:

- Durata dell'evento d ;
- Intensità media i_m ;
- Distribuzione della pioggia (o intensità) all'interno dell'evento.

La durata dell'evento come esposto nel paragrafo 2.2.2, si pone uguale ad un valore detto critico e tale valore critico coincide con il tempo di corrivazione del bacino τ_c . Le varie altezze di pioggia di pioggia si ricava dalla curva di probabilità pluviometrica espressa dalla seguente relazione:

$$h = a * t c^n$$

dove a ed n sono i parametri della Legge di Gumbel ricavati al paragrafo 2.1.1

La forma dello ietogramma di progetto dipende dalla distribuzione della pioggia all'interno dell'evento, la quale influisce sulle caratteristiche dell'onda di piena ed in particolare sul valore al colmo.

Diverse evidenze sperimentali mostrano che lo ietogramma più gravoso, ossia quello che dà luogo ad una piena con valore massimo al colmo, presenta la massima altezza di pioggia al centro dell'evento con valori decrescenti disposti alternativamente a sinistra e a destra.

Per costruire lo ietogramma di progetto di tipo Chicago, il quale è un istogramma di pioggia, occorre suddividere la durata della pioggia in intervalli discreti durante i quali si pone che l'intensità di precipitazione sia costante.

Il numero di intervalli non deve essere inferiore a 4÷5 e coincide con il numero di intervalli in cui si è diviso il tempo di corrivazione per identificare le superfici isocorrive, vedi paragrafo 2.2.4.

Infine si ricavano i valori di altezza di pioggia utilizzando la relazione monomia, per durate superiori all'ora, e tramite ricorso alla formulazione Ferreri-Ferro, valida per il territorio Siciliano, la quale permette di stimare correttamente le altezze di pioggia per durate inferiori all'ora:

$$\frac{h_{d,t}}{h_{60,T}} = 0.208 d^{0.386}$$

- $h_{d,t}$ altezza di pioggia relativa ad un evento di durata τ inferiore all'ora, riferita al periodo di ritorno T
- $h_{60,T}$ altezza di pioggia relativa ad un evento di durata pari ad un'ora, con periodo di ritorno T
- d durata pioggia espressa in minuti.

I valori trovati fin adesso sono lordi, ovvero non tengono conto che parte della pioggia caduta non giunge alla sezione di chiusura, in quanto parte di essa si infiltra nel terreno, un'altra parte è intercettata dalle piante attraverso il loro apparato fogliare e un'altra ancora va ad accumularsi nelle depressioni e avvallamenti superficiali. Quindi il deflusso superficiale è solo una parte della precipitazione meteorica.

Per la costruzione dello ietogramma efficace di progetto, occorre ricavare la pioggia netta, la cui determinazione, nell'ambito di questo studio, è stata effettuata con il metodo del Curve Number o CN, secondo il quale il comportamento idrologico del bacino dipende:

- permeabilità,
- pedologia
- copertura vegetale del suolo.

Sulla base di tali parametri si assegna a ciascuna area un valore detto CN "numero di curva" che, INDICA il valore della massima ritenzione potenziale del terreno. Tale metodo è stato proposto dal Dipartimento Americano dell'Agricoltura "Soil Conservation Service (U.S.D.A.-S.C.S.)" agli inizi degli anni '50 ed è stato in seguito incorporato in modelli di tipo distribuito di previsione dei deflussi (Creams, sviluppato da Knisel [1980]). Il metodo, proposto dal Soil Conservation Service, assume il volume specifico di deflusso superficiale, P_e , proporzionale alla precipitazione cumulata lorda, P , depurata dell'assorbimento iniziale, I_a , secondo il rapporto tra volume specifico infiltrato, F , e volume specifico di saturazione del terreno, S :

$$P_e = (P - I_a) \frac{F}{S}$$

Sostituendo ad F l'espressione ottenuta dall'equazione di continuità:

$$F = P - I_a - P_e$$

si ottiene la seguente relazione:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Il volume specifico F che vi compare dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, globalmente rappresentati dal parametro CN, secondo la relazione

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

Dove:

- $0 < CN \leq 100$

CN=0 quando tutta la precipitazione si infiltra

CN=100 quando tutta la precipitazione si trasforma in deflusso superficiale.

- S0 è un fattore di scala che riflette l'unità di misura adottata e che, per valori di S, F, P0 e P misurati in mm, è pari a 254 mm.

Il metodo SCS-CN prevede quindi di fissare due parametri, Ia e S, dove il termine Ia rappresenta un valore specifico di pioggia sottratto a priori al bilancio in esame, che descrive in modo globale un certo numero di processi differenti, quali l'intercettazione da parte della vegetazione, l'accumulo nelle depressioni superficiali e l'imbibizione iniziale del terreno. Così definito, esso risulterebbe di difficile taratura, dovendo tenere conto di fattori climatici, geopedologici, ed antropici assai complessi. Poiché dai dati sperimentali questo parametro risulta abbastanza correlato con il volume specifico di saturazione, S, e soprattutto per ovviare alle difficoltà di taratura, la procedura del SCS-CN suggerisce di esprimerne la stima semplicemente come una quota percentuale di S, ponendo:

$$Ia = c * S$$

con c posto in prima approssimazione pari a 0,2, sebbene il suo valore sia generalmente variabile tra 0.1 e 0.2 in funzione delle condizioni di umidità del suolo.

Di conseguenza, il modello risulta di tipo monoparametrico, dove S, ovvero CN, è il solo parametro che descrive il fenomeno dell'assorbimento, il quale varia in funzione di 4 diverse classificazioni:

- 1) classificazione della possibilità di infiltrazione del suolo ('hydrologic soil group') A, B, C e D (dove A indica i suoli a maggiore infiltrabilità e D quelli a minore infiltrabilità)
- 2) uso del suolo (colture disposte a file, pascoli, boschi, etc.), trattamento della superficie (solchi dritti, solchi a reggipoggio, solchi a reggipoggio e terrazzamenti)
- 3) condizione di drenaggio (cattiva, discreta, buona)
- 4) condizioni iniziali di saturazione dei suoli.

Utilizzando i valori tabellati, il parametro CN può essere quantificato per le diverse condizioni specificate sopra nelle classificazioni da 1 a 3 e per un valore medio di saturazione iniziale dei suoli (definito come AMC-II, dove AMC indica Antecedent Moisture Condition, condizione iniziale di saturazioni). Esistono tre diverse condizioni AMC (AMC-I, AMC-II e AMC-III, da potenziale di infiltrazione massimo a minimo), definite in funzione dell'altezza di pioggia caduta nei cinque giorni precedenti l'evento.

AMC categoria	Altezza di precipitazione nei 5 giorni antecedenti (mm)	
	Stagione di riposo	Stagione vegetativa
AMC-I	< 12.7	< 35.6
AMC-II	12.7-27.9	35.6-53.3
AMC-III	> 27.9	>53.3

Tabella 2. Classi A.M.C. secondo la pioggia totale caduta nei 5 giorni precedenti l'evento meteorico

Per una data condizione AMC, il valore del CN dipende dalle caratteristiche idrologiche del suolo, ossia dalla maggiore o minore permeabilità del terreno. Inoltre, per un dato tipo idrologico di suolo, il valore di CN varia, anche notevolmente, a seconda della tipologia di uso del suolo, ossia della sua copertura vegetale e del suo grado di antropizzazione. La Tabella 3 mostra tali valori del CN per condizioni di imbibimento intermedie, che si riferiscono quindi alla condizione AMCII

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

Tabella 3. Valore del CN per zone umide (classe AMC II) in funzione del tipo di suolo e delle condizioni di uso e copertura vegetale

Per determinati i valori del CN, per la condizione AMC_{II}, a quella AMC_I ed AMC_{III}, è necessario correlare i valori di S calcolati per il grado di umidità precedente AMC_I ed AMC_{III} con quelli ricavati dai valori di CN per AMC_{II} (Tabella 3) e determinando le relazioni:

$$\frac{S_I}{S_{II}} = \frac{S_{II}}{S_{III}} = 2,3$$

A questo punto è possibile definire la mappatura del territorio nelle varie classi idrologiche A,B,C e D;

Tipo	Descrizione del deflusso
A	Scarsa potenzialità di deflusso superficiale – banchi spessi di sabbia, anche con piccole percentuali di limo e/o argilla; banchi spessi di ghiaie, materiali incoerenti in genere
B	Bassa potenzialità di deflusso superficiale- banchi di medio spessore di sabbie e/o ghiaie, con maggior propensione alla saturazione
C	Potenzialità di deflusso superficiale medie – banchi di sabbia e/o ghiaie sottili, con sottostante substrato argilloso impermeabile, sabbie con argilla e limi
D	Potenzialità di deflusso superficiale molto alta – argille con alta capacità di rigonfiamento, in genere materiali impermeabili in superficie

Tabella 4. Categorie di suddivisione del suolo secondo il deflusso superficiale

2.2.4 Costruzione ietogramma Chicago:

Una volta ricavata la pioggia netta, è possibile ricavare l'intensità per singolo intervallo di durata fissata:

$$i_d = \frac{h_{d_{j-1}} - h_{d_j}}{d} \quad [mm/h]$$

- ❖ h_d altezza di pioggia netta in [mm] di durata d_i

Nota l'intensità di pioggia possiamo rappresentare lo ietogramma Chicago per mezzo di un istogramma descritto ad intervalli di tempo,

Si riporta un esempio di distribuzione Chicago per i tre tempi di ritorno 20,200 e 1000 anni.

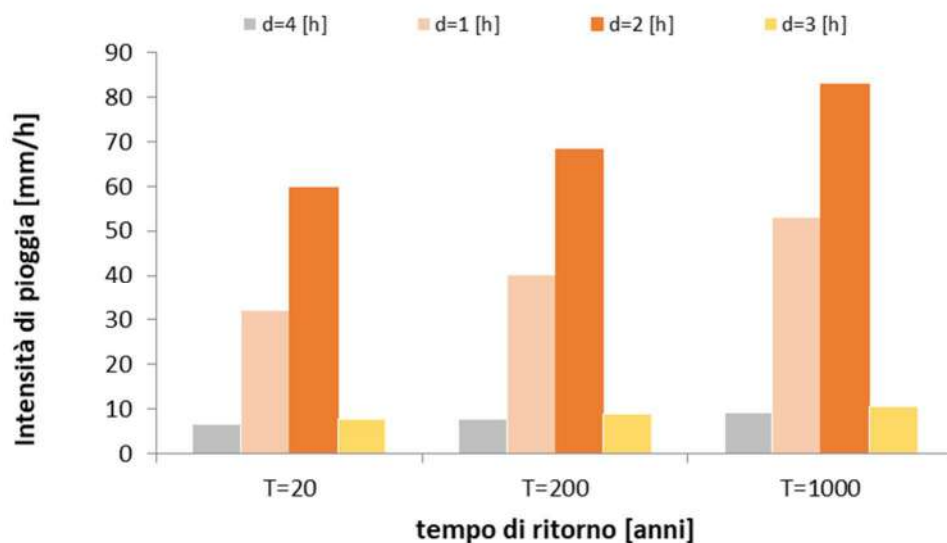


Figura 5., Esempio Ietogramma distribuzione Chicago

2.2.5 Determinazione curva isocorrigrafica e relativa superfici isocorrive:

L'idrogramma di piena è un grafico sul quale si riporta, lungo l'asse delle ascisse la durata espressa in ore, mentre lungo le ordinate la portata espressa in m^3/s , e mostra l'andamento delle portate del corso d'acqua in esame che transitano nella sezione di chiusura.

Per costruirlo si è adottato il metodo della corrivazione che come esposto precedentemente è un modello di trasferimento che permette di ricavare l'idrogramma di piena a partire dalla conoscenza dello ietogramma di pioggia netta. Si parla di modello di trasferimento, perché riproduce il trasferimento della pioggia dal punto in cui è caduta fino all'ultima sezione di interesse.

Per l'applicazione del metodo della corrivazione, come detto poc'anzi, è necessaria la conoscenza dell'estensione delle cosiddette superfici isocorrive, cioè superfici delimitate da due curve isocorrive.

Ad ogni isocorriva compete un determinato tempo di corrivazione. Secondo l'ipotesi di Viparelli possiamo ammettere la perfetta coincidenza tra le linee isocorrive e le isoipse.

Se il tempo di corrivazione dipende solo dalla quota la curva ipsografica del bacino può essere letta anche come curva isocorrivografica in cui nell'asse delle ordinate si riportano i tempi di corrivazione anziché le quote. Al punto a quota più alta corrisponderà il valore del tempo di corrivazione del bacino, al punto più basso, corrispondente alla sezione di chiusura del bacino, corrisponderà tempo di corrivazione nullo.

Per identificare le superfici isocorrive si discretizza il tempo di corrivazione in intervalli uguali, in numero pari agli intervalli considerati per costruire lo ietogramma di progetto di tipo Chicago, ad essi corrisponderanno altrettanti intervalli sull'asse delle ascisse che identificano le superfici comprese tra le isocorrive.

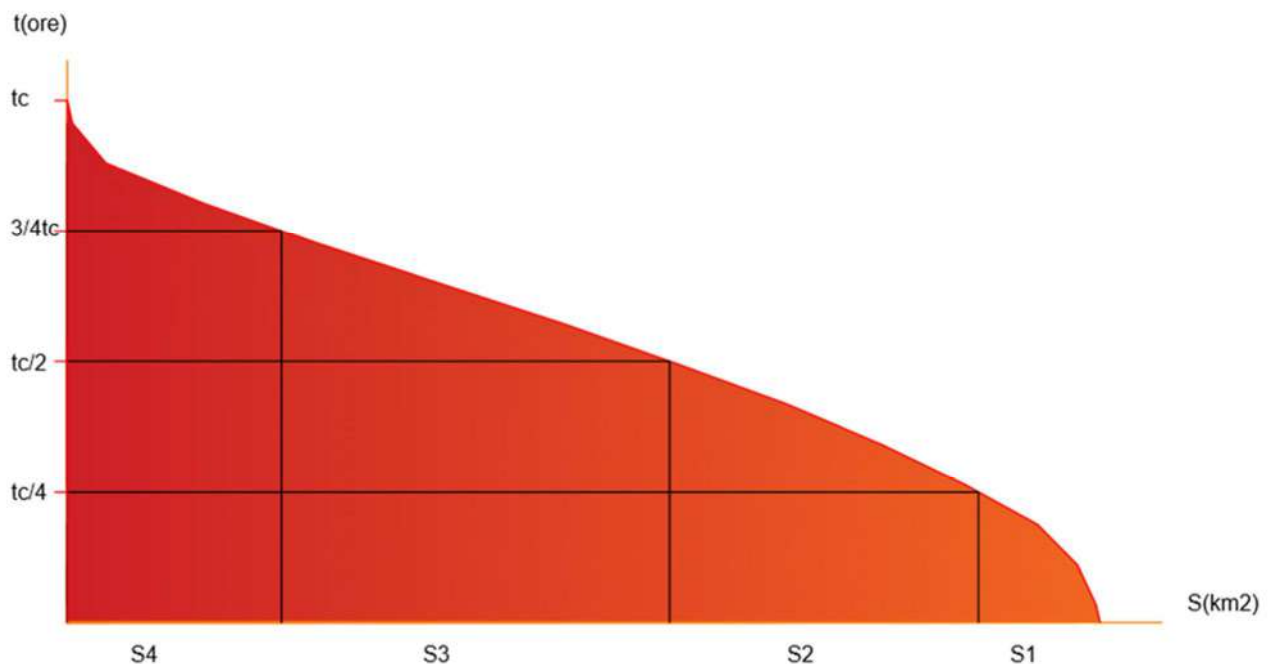


Figura 6. Esempio Curva isocorrivografica

Dalla curva isocorrivografica si ricavano quindi le aree corrispondenti ad ogni isocorriva.

2.2.6 Determinazione onde di piena e valori di portata al colmo per diversi tempi di ritorno:

Per ottenere le onde di piena, si sono calcolati i valori delle portate per i relativi intervalli di tempo considerati, ottenendo la risposta dell'intero bacino applicando il principio di sovrapposizione degli effetti.

$$Q_1 = i_1 * A_1$$

$$Q_2 = i_2 * A_1 + i_1 * A_2$$

$$Q_3 = i_3 * A_1 + i_2 * A_2 + i_1 * A_3$$

$$Q_4 = i_4 * A_1 + i_3 * A_2 + i_2 * A_3 + i_1 * A_4$$

$$Q_5 = i_5 * A_1 + i_4 * A_2 + i_3 * A_3 + i_2 * A_4 + i_1 * A_5$$

$$Q_6 = i_6 * A_1 + i_5 * A_2 + i_4 * A_3 + i_3 * A_4 + i_2 * A_5 + i_1 * A_6$$

$$Q_7 = i_7 * A_1 + i_6 * A_2 + i_5 * A_3 + i_4 * A_4 + i_3 * A_5 + i_2 * A_6 + i_1 * A_7$$

$$Q_8 = i_8 * A_1 + i_7 * A_2 + i_6 * A_3 + i_5 * A_4 + i_4 * A_5 + i_3 * A_6 + i_2 * A_7 + i_1 * A_8$$

$$Q_9 = i_9 * A_1 + i_8 * A_2 + i_7 * A_3 + i_6 * A_4 + i_5 * A_5 + i_4 * A_6 + i_3 * A_7 + i_2 * A_8 + i_1 * A_9$$

Dove:

- ❖ Q_i ($i=1,2,..$) portata in m^3/s che attraversa la sezione di chiusura alla fine della durata i -esima,
- ❖ A_i la superficie compresa tra l'isocorriva $i-1$ e i
- ❖ I_d intensità di pioggia netta in mm/ora nell' i -esimo intervallo t

La Figura 7 riporta un esempio di onde di piena, con i relativi valori di portata al colmo in funzione dei tempi di ritorno.

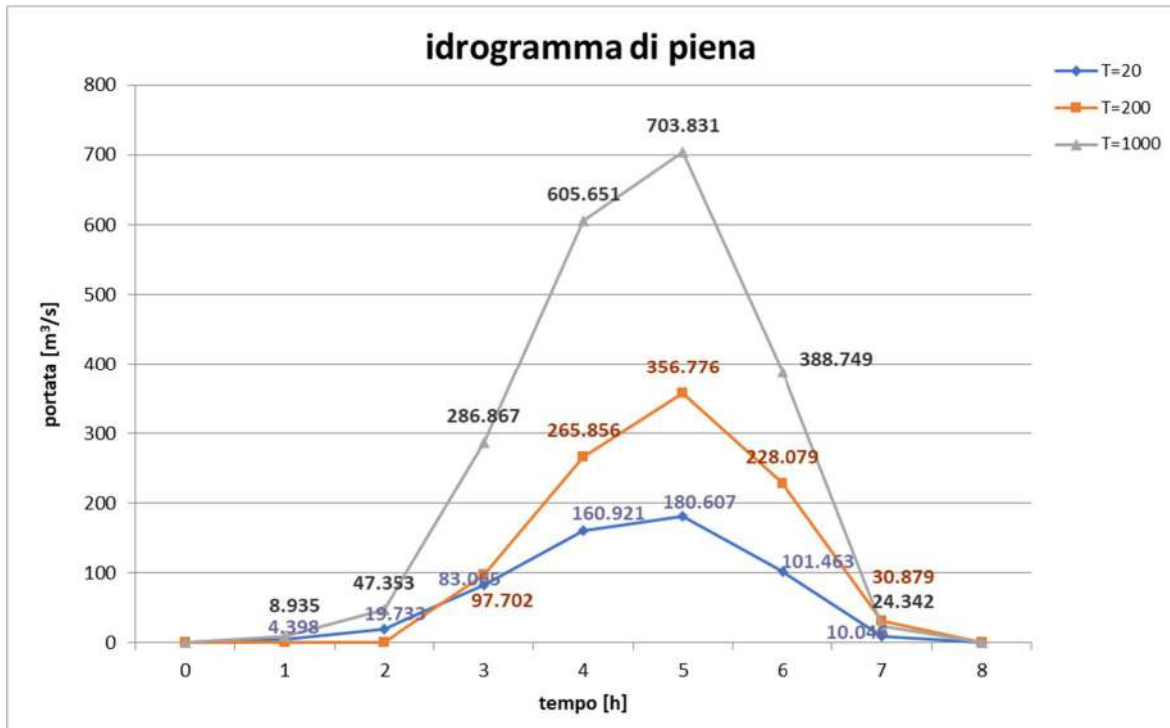


Figura 7. Esempio Idrogramma di piena

2.2.7 Verifica della sezione fluente

Le verifiche idrauliche sono state condotte al fine di verificare lo smaltimento delle portate di piena sia in corrispondenza di determinate sezioni oggetto di esondazione, sia in corrispondenza di alcune opere infrastrutturali interessate da rischio idrologico.

Tra le sezioni critiche vanno necessariamente inserite:

- sezione in corrispondenza dell'interferenza;
- sezioni significative: attraversamenti, ponti stradali e ferroviari, restringimenti naturali o artificiali, manufatti idraulici, variazioni di pendenza;
- sezioni a monte e/o a valle dell'interferenza che caratterizzano in maniera rilevante il deflusso del corso d'acqua.

Individuate le sezioni critiche si procede alla determinazione del battente idrico, determinato dal passaggio delle portate calcolate per i diversi tempi di ritorno T_r .

La verifica idraulica può essere eseguita o utilizzando la formula di Chézy valida per deflussi di correnti a pelo libero in moto uniforme assolutamente turbolento, oppure con l'ausilio di software specifici.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite adoperando la formula di Chézy, secondo la seguente espressione:

$$V = \chi \sqrt{Ri}$$

- V = velocità di deflusso nel canale (m/s)
- χ = parametro di Chezy (coefficiente di conduttanza)
- R = raggio idraulico (m)
- i = pendenza del canale

Il coefficiente di conduttanza χ viene determinato mediante la formula empirica di Gauckler-Strickler:

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

K_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler ($m^{1/3}/s$)

R = raggio idraulico (m)

Il coefficiente di scabrezza K_s assumerà valore diverso in funzione delle caratteristiche e del grado vegetativo della superficie del fondo e delle sponde dell'alveo i cui valori sono riportati nella Tabella 5.

Tipo di canale	massimo normale minimo		
<i>Canali artificiali</i>			
<i>Canali in terra lisciata e uniforme</i>			
Pulita, scavata di recente	62	56	50
Pulita, dopo prolungata esposizione	56	45	40
Ghiaia, sezione uniforme, pulita	45	40	33
Erba corta, pochi cespugli	45	37	30
<i>Canali in terra con ondulozioni o irregolari</i>			
Senza vegetazione	43	40	33
Con erba e pochi cespugli	40	33	30
Cespugli o piante acquatiche in canali profondi	33	29	25
Fondo in terra e sponde in pietrisco	36	33	29
Fondo in pietrame e sponde in cespugli	40	29	25
Fondo in ciottoli e sponde pulite	33	25	20
<i>Canali scavati o dragati</i>			
Senza vegetazione	40	36	30
Cespugli sparsi sulle sponde	29	20	17
<i>Canali in roccia</i>			
Lisci e uniformi	40	29	25
Frastagliati e irregolari	29	25	20
<i>Canali senza manutenzione, sterpaglia e cespugli</i>			
Sterpaglia densa, alta quanto il tirante idrico	20	12	8
Fondo pulito, cespugli sulle sponde	25	20	12
Fondo pulito, cespugli sulle sponde, in piena	22	14	9
Cespugli densi e acque profonde	12	10	7
<i>Corsi d'acqua naturali</i>			
<i>Corsi d'acqua minori (tirante inferiore a 3.5 m)</i>			
<i>Corsi d'acqua di pianura</i>			
Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati	40	33	30
Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati, con sassi e sterpaglia	33	29	35
Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi	30	25	22
Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e pietre	29	22	20
Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, in magra	25	21	18
Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e più pietrame	22	20	17
Tratti lenti, sterpaglia e buche profonde	20	14	12
Tratti molto erbosi, buche profonde e grossi arbusti e cespugli	13	10	7
<i>Corsi d'acqua montani, senza vegetazione in alveo, sponde ripide, alberi e cespugli lungo le sponde sommergibili durante le piene</i>			
Fondo: ghiaia, ciottoli e massi sparsi	33	25	20
Fondo: ciottoli e massi grossi	25	20	14

Tabella 5. Valori del coefficiente di Gauckler-Strickler k ($m^{1/3}/s$), Chow, V.T. (1959) *Open Channel Hydraulics*

2.3 Invarianza idraulica

Tecnicamente l'invarianza idraulica si ottiene, prevalentemente, con la laminazione (accumulo temporaneo) delle portate/volumi di piena. Il calcolo del volume di invaso per la laminazione delle acque meteoriche può essere sviluppato in via semplificata per aree impermeabilizzate a basso coefficiente di deflusso medio ponderale ($\varphi < 50\%$) adottando il metodo semplificato delle piogge, così come riportato al sotto capitolo A.4 dell'Allegato 2 al D.D.G. n102. Nonostante si rientri nello specifico caso sopra riportato, si comunque opportuno adottare metodi di maggior dettaglio anche attraverso l'utilizzo di specifici modelli numerici, previsti per le aree oggetto di trasformazione con alto coefficiente di deflusso medio ponderale ($\varphi > 50\%$).

2.3.1 La laminazione delle piene

La laminazione delle piene è il fenomeno che si verifica quando un'onda di piena raggiunge un invaso parzialmente o totalmente vuoto. Parte del volume della piena viene trattenuto temporaneamente e rilasciato in seguito, pertanto l'onda di piena in uscita dall'invaso, sarà caratterizzata da una maggiore durata e quindi da una minore portata al colmo. La aliquota di capacità disponibile a contenere il volume della piena è definito volume di laminazione (W_l).

Pertanto, il fenomeno della laminazione è un fenomeno benefico poichè riduce il valore della portata al colmo. Per questo motivo talvolta si realizzano dei serbatoi, detti appunto di laminazione, che hanno lo scopo, spesso non esclusivo, di provocare la laminazione di piene la cui portata massima è incompatibile con le capacità di trasporto del corso d'acqua e quindi con la sicurezza dei territori da questo attraversati

In Figure 8, si riporta l'idrogramma di piena entrante $Q_e(t)$ e quello uscente $Q_l(t)$, da tale grafico si evince la riduzione della portata al colmo da $Q_{e\ max}$ a $Q_{l\ max}$, il ritardo del picco da t_e a t_l e l'aumento della durata complessiva della piena. Risulta evidente che l'effetto di laminazione dipende esclusivamente dal volume W_l , più grande è tale volume, maggiore sarà la riduzione della portata al colmo e l'aumento della durata della piena laminata.

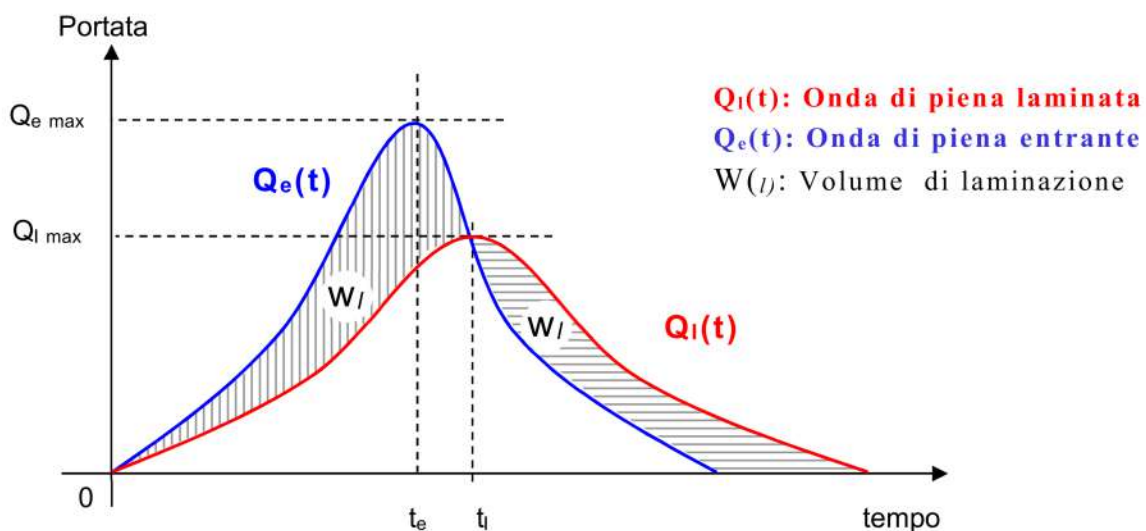


Figure 8. Idrogramma di piena ed idrogramma di piena laminata.

Occorre sottolineare che un serbatoio di regolazione di capacità utile W provoca sempre la laminazione di una eventuale piena, anche quando il livello idrico in esso contenuto ha raggiunto la quota della soglia di sfioro. Ciò è dovuto alla possibilità di immagazzinare temporaneamente il volume corrispondente al massimo carico previsto su detta soglia. Pertanto, anche se per un tempo limitato, il volume massimo presente nel lago artificiale, è $W + W_l$ ed il livello idrico raggiunge la "quota di massimo invaso" (DM 24/3/82). Di ciò occorre tener conto

ai fini del dimensionamento delle opere di scarico perché, proprio a causa dell'effetto di laminazione, la portata che effettivamente raggiunge lo sfioratore di superficie è minore della portata al colmo dell'onda di piena prevista e pertanto si può realizzare un'opera di scarico più piccola.

Nella Figure 9, è rappresentato la sezione trasversale e la vista frontale visto da valle di un'opera di sbarramento tracimabile, nella quale cioè lo sfioratore di superficie è realizzato in fregio allo stesso corpo diga. La dimensione caratteristica dello sfioratore è la larghezza L della soglia sfiorante mentre il carico h sulla soglia può assumere al massimo il valore h_{max} , corrispondente al volume invasato W_I e generalmente stabilito dal progettista.

Poiché lo sfioratore è una luce a stramazzo, la legge di efflusso ha la forma

$$Q_I(t) = \mu \cdot L \cdot h(t) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h(t)}$$

in cui sia la portata scaricata Q_I , sia il carico h sulla soglia di sfioro variano nel tempo.

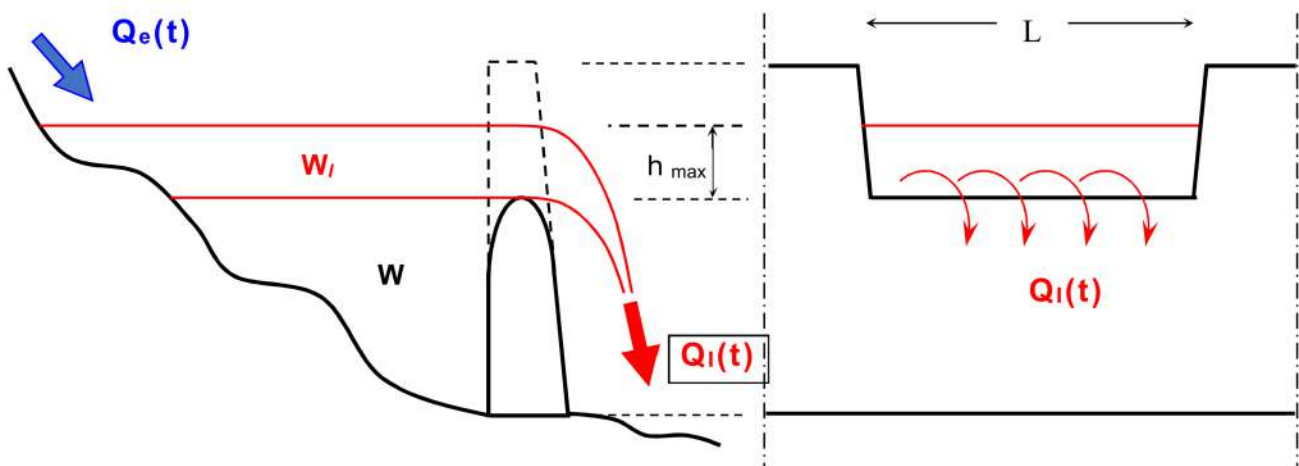


Figure 9. Schema generale di uno sfioratore di superficie.

Per affrontare analiticamente il problema, ossia per quantificare l'effetto di laminazione indotto dall'invaso su un'onda di piena in arrivo, è necessario conoscere l'andamento delle portate in ingresso nel tempo ossia l'idrogramma di piena

Figure 10, la curva quote-volumi Figure 11 che permette di valutare quale volume d'acqua è presente nel lago fissato che sia il livello di invasore e le caratteristiche geometriche dello sfioratore.

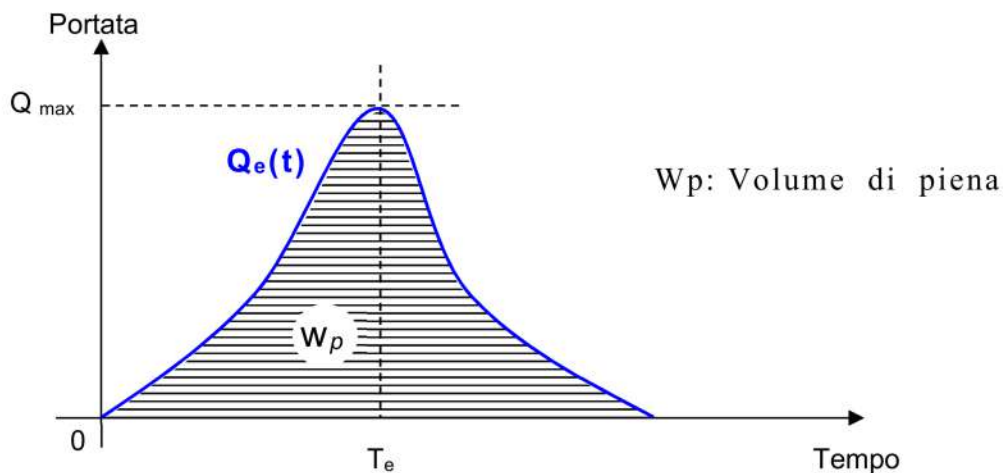


Figure 10. Idrogramma di piena (portata in entrata).

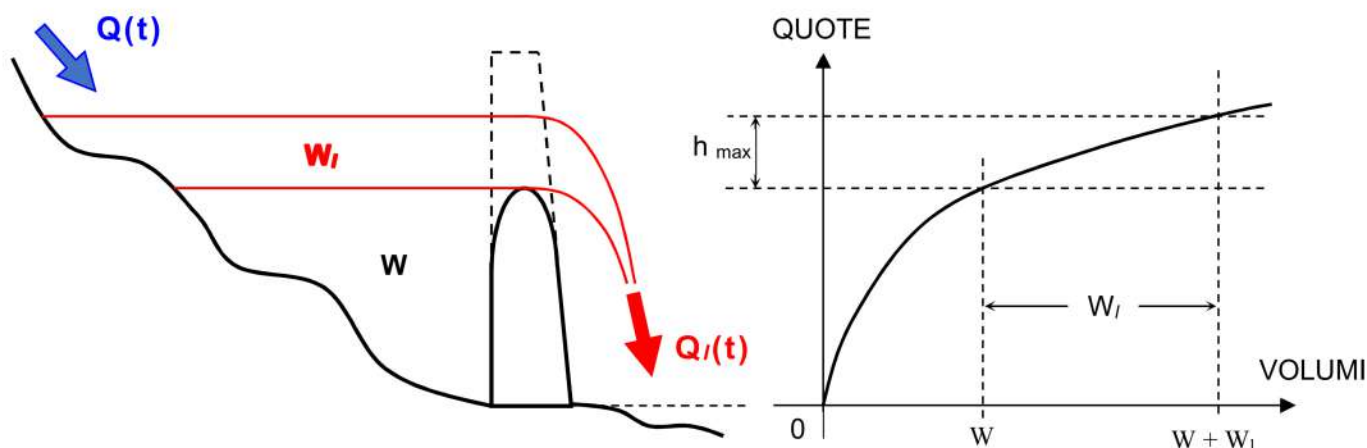


Figure 11. Schema generale dello scarico di superficie e curva quote - volumi.

2.3.2 Dimensionamento vasca di laminazione

Il rendimento di laminazione è definito come il rapporto tra la massima portata laminata e la massima portata entrante:

$$\eta = \frac{P_{\max}}{Q_{\max}}$$

Confrontando i due casi estremi che individuano la condizione di:

- ❖ elevata laminazione ($\eta \rightarrow 0$)
- ❖ laminazione quasi nulla ($\eta \rightarrow 1$), si osserva che:

- Per verificarsi un forte effetto di laminazione si deve avere necessariamente una larghezza L dello sfioratore molto piccola, tale da permettere l'accumulo di una grande quantità d'acqua rilasciata gradualmente nel tempo: la portata massima in uscita è piccolissima ($P_{\max} \rightarrow 0$) ed il volume di laminazione tende al volume totale di piena. Si ha praticamente, prima un accumulo quasi totale e dopo un rilascio graduale della piena. In questo caso si ha un'ottima difesa dalle piene, un basso costo dello sfioratore dipendente dalla piccola larghezza L ma un elevato valore di h_{\max} , a cui corrisponde un notevole costo dell'opera di sbarramento capace di contenere il volume $W + W_l$.
- Nel secondo caso, si ha ovviamente una situazione completamente opposta alla precedente: sfioratore molto largo; $P_{\max} \rightarrow Q_{\max}$, $W_l \rightarrow 0$; scarsa difesa dalle piene, costo elevato dello sfioratore; $h_{\max} \rightarrow 0$; forte riduzione del costo dello sbarramento avente un'altezza minore

Occorre sottolineare che il sistema di laminazione dovrà essere progettato con attenzione ai particolari costruttivi delle opere di "invaso" e di "scarico" al fine di ottimizzare il volume di invaso, garantire lo scarico controllato nel rispetto della portata fissata, garantire il totale svuotamento dell'invaso, garantire che non avvengano intasamenti nello scarico, garantire adeguato rivestimento antiersosivo nel recettore in corrispondenza del punto

di immissione dello scarico. Nel dimensionamento degli invasi o vasche di laminazione occorrerà determinare il tempo di svuotamento compatibile con la capacità di trasporto del corpo idrico ricettore o della rete fognaria esistente a valle e, possibilmente, non dovrà essere superiore alle 48 ore, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile.

2.3.3 Pre-dimensionamento della larghezza dello sfioratore

Come condizione più restrittiva, si considera il vincolo economico, per cui si fissa una altezza h_{max} non eccessiva, in modo da limitare l'altezza complessiva dell'opera di sbarramento, salvo poi a verificare che la P_{max} che da essa deriva sia compatibile con le condizioni di rischio delle opere di valle. Noto il valore h_{max} , utilizzando la curva quote-volumi schematizzata in Figure 11, si determina il volume di laminazione W_l e con questo si calcola il rendimento di laminazione utilizzando la formula approssimata proposta da Marone che fornisce una stima di η in funzione del volume totale di piena W_p :

$$\eta = 1 - \frac{W_l}{W_p}$$

Dopo aver calcolato Q_{lmax} dalla definizione del rendimento di laminazione ($Q_{lmax} = \eta * Q_{max}$), si calcola L dalla legge di efflusso:

$$Q_{lmax} = \mu \cdot L \cdot h_{max} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_{max}} \quad .$$

2.3.4 Verifica della larghezza dello sfioratore e costruzione della relativa onda laminata

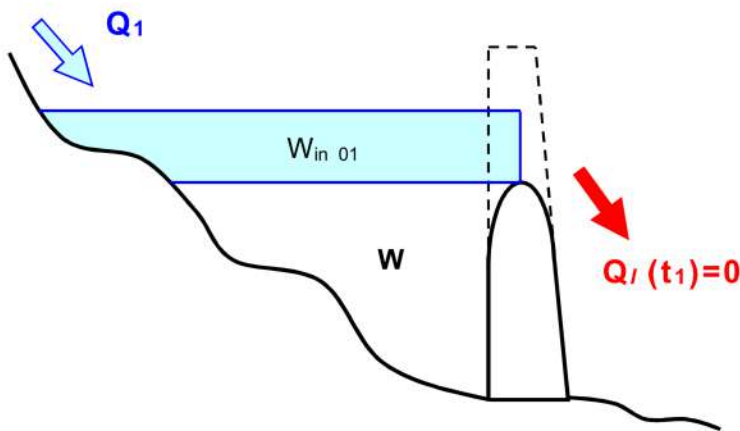


Figure 12. Sfioratore superficiale

Per verificare la dimensione L dello sfioratore si utilizza **il metodo in avanti alle differenze finite**. Fissato un intervallo di tempo Δt di discretizzazione si eseguono i calcoli secondo lo schema esemplificato nella Tabella 6 con l'ausilio della Figure 13. Nel primo intervallo di tempo Δt_{01} la portata entrante varia da zero a Q_1 . Ipotizzando una variazione lineare si può calcolare il volume entrante W_{in01} nel seguente modo:

$$W_{in01} = \frac{1}{2} Q_1 * \Delta t_{01}$$

poiché all'istante t_0 il livello idrico nell'invaso è alla quota della soglia di sfioro, questo volume in arrivo determina un carico h_1 su detta soglia deducibile dalla curva quote-volumi in corrispondenza del volume $W + W_{in01}$ che, a sua volta produce una portata uscente

$$Ql_1 = \mu \cdot L \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1}$$

Tuttavia si fa l'ipotesi che nel primo intervallo di tempo Δt_{01} la portata scaricata sia nulla cosicché il valore Ql_1 calcolato in funzione di h_1 viene attribuito al successivo intervallo di tempo Δt_{12} , da qui il nome del metodo "Procedimento in avanti". Ovviamente, essendo nulla Ql_1 risulterà anche nullo il volume uscente W_{out01}

Al successivo intervallo di tempo Δt_{12} la portata entrante passa dal valore Q_1 al valore Q_2 , pertanto il volume entrante si calcola nel seguente modo:

$$W_{in12} = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{2} \right) * \Delta t_{12}$$

Contemporaneamente la portata uscente passa dal valore 0 al valore Ql_2 funzione di h_1 , cosicché dall'invaso fuoriesce il volume

$$W_{ou12} = \frac{1}{2} Ql_2 * \Delta t_{12}$$

$$Ql_2 = \mu \cdot L \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1}$$

Pertanto nell'invaso rimane trattenuto il volume $\Delta W_{12} = W_{in12} - W_{out12}$

che determina un carico h_2 sulla soglia di sfioro deducibile ancora una volta dalla curva quote-volumi in corrispondenza del volume $\Delta W + W_{in01} + \Delta W_{12}$; e che, a sua volta, produce una portata uscente:

$$P_3 = \mu \cdot L \cdot h_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_2}$$

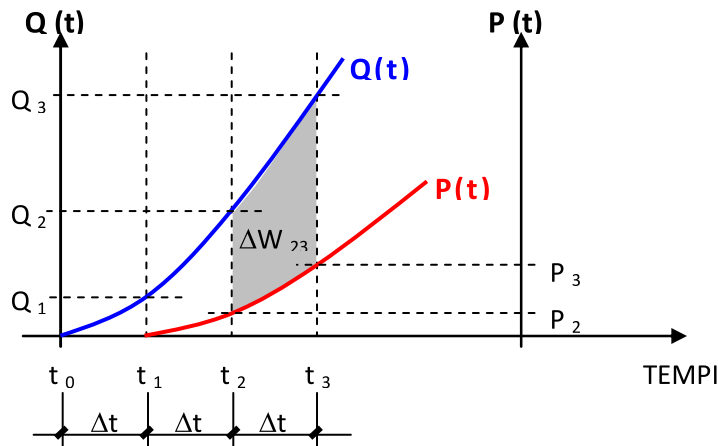


Figure 13. Idrogramma di piena ed idrogramma di piena laminata

t	Δt	Qe	Win	Ql	Wout	ΔW	ΣΔW	h
t ₁	Δt ₀₁	Q ₁	W _{in 01}	Q _{l1} = 0	W _{out 01} = 0	ΔW ₀₁ = W _{in 01}	ΔW ₀₁	h ₁ = f(ΔW ₀₁)
t ₂	Δt ₁₂	Q ₂	W _{in 12}	Q _{l2} = f(h ₁)	W _{out 12} = f(P ₁)	ΔW ₁₂ = W _{in 12} - W _{out 12}	$\sum_{i=1}^2 \Delta W_{i-1,j}$	h ₁ = f(ΣΔW)
t ₃	Δt ₂₃	Q ₃	W _{in 23}	Q _{l3} = f(h ₂)	W _{out 23} = f(P ₂)	ΔW ₂₃ = W _{in 23} - W _{out 23}	$\sum_{i=1}^3 \Delta W_{i-1,j}$	h ₂ = f(ΣΔW)
...

Tabella 6. Schema semplificato del metodo in avanti.

Reiterando il procedimento è possibile così ricostruire l'intera onda di piena laminata Q_l(t) e verificare di conseguenza se il valore P_{max}, ricavato in prima approssimazione attraverso la formula di Marone, è accettabile oppure no. Se l'esito della verifica è positivo allora il valore massimo di ΣΔW che si incontra nella penultima colonna risulta pari al volume di laminazione W_l ed il carico h corrispondente coincide con il valore h_{max} utilizzato per dimensionare lo sfioratore.

3 Studio idrologico Sottobacino Area Cimiteriale Pre-urbanizzazione:

Il sottobacino idrografico individuato, coincidente con il lotto oggetto d'intervento, occupa un'area di circa 530.000 m² (cfr. Figura 14). Una volta noto il bacino, si è proceduto all'individuazione delle stazioni pluviografiche ad esso prossime e con una registrazione di dati di partenza di almeno trent'anni. In particolare, sono stati elaborati i dati raccolti dalla stazione pluviografica di Specchia-Fulgatore, che ricade in prossimità dell'area.



Figura 14. Planimetria Sottobacino Area cimiteriale

Nell'intervallo temporale che va dal 1971 fino al 2001, si è fatto ricorso ai dati della stazione di Specchia, mentre tra il 2001 ed il 2022 si è fatto riferimento esclusivamente ai dati della stazione di Fulgatore. Partendo dalla serie storica (1971-2022) dei dati pluviometrici di interesse registrati nelle suddette stazioni di misura (annali idrologici del Servizio Idrografico Italiano), ossia le precipitazioni di massima intensità relative alle durate 1, 3, 6, 12, 24 ore, mediante rielaborazione geometrica e statistica, si è pervenuto alla valutazione delle portate di piena relative ai tempi di ritorno di 30, 50 e 100 anni.

La metodologia applicata per ricavare l'idrogramma di piena, è quella descritta nel capitolo 2, ovvero metodologia indiretta identificata con il metodo della corrivazione.

Nel prosieguo, si riportano i principali passi eseguiti per costruire l'onda di piena.

3.1 Elaborazione dati idrologici

I dati di partenza per le elaborazioni che conducono alla determinazione dell'idrogramma di piena sono i valori delle precipitazioni di massima intensità registrati dalla stazione pluviografica di Specchia-Fulgatore, per la quale sono stati calcolati l'altezza di pioggia media del periodo di osservazione e lo scarto quadratico medio, con riferimento alle durate di pioggia cioè 1, 3, 6, 12, 24 ore. Per riferire tali valori all'intera area de bacino ci si avvale di un coefficiente di ragguaglio, calcolato tramite la formula di Fornari:

$$\psi = \frac{1}{1 + 0,0015 \frac{S}{d^{0,2}}}$$

- S: area topoieta (km²)
- d: durata della pioggia (1, 3, 6, 12, 24) in ore

SPECCHIA	h 1ora [mm]	h 3 ore [mm]	h 6 ore [mm]	h 12 ore [mm]	h 24 ore [mm]
Media ragguagliata	27,112	36,276	42,196	47,784	55,792
Scarto ragguagliato	11,654	15,892	16,602	17,147	18,737

Tabella 7. Altezze di pioggia medie e scarto quadratico medio – S. Specchia-Fulgatore

SPECCHIA	h 1ora [mm]	h 3 ore [mm]	h 6 ore [mm]	h 12 ore [mm]	h 24 ore [mm]
Media ragguagliata (S₁)	27,110	36,274	42,194	47,782	55,790
Scarto ragguagliato (S₁)	11,653	15,891	16,601	17,146	18,736

Tabella 8. Altezze di pioggia medie e scarto quadratico medio ragguagliati, Sottobacino, Area cimiteriale.

3.2 Determinazione delle altezze di pioggia di massima intensità, di fissata durata e dato tempo di ritorno relative al bacino idrografico

Considerando però che i valori registrati ed analizzati, sono i massimi che si sono verificati in N anni di funzionamento della stazione, e per tanto occorre ricorrere ad uno strumento analitico che permetta di stimare le massime altezze di pioggia indipendentemente dalla dimensione del campione di partenza.

A tal proposito nel presente studio facendo riferimento alla legge 180/98, si sono adottati i seguenti tempi di ritorno: 50, 100, 300 anni. Occorre quindi adoperare la legge probabilistica di Gumbel, la cui forma esplicita è la seguente:

$$h_{d,T} = v_d - \frac{1}{\alpha_d} \ln \left| \ln \left| \frac{T-1}{T} \right| \right|$$

- T Tempo di ritorno in anni
- $\alpha_d = \frac{1,283}{\sigma_d}$ Parametro di forma
- $v_d = h_i - 0,45 \sigma_i$ Parametro di scala, con h_i e σ_i precipitazione media e scarto quadratico medio ragguagliati all'intero bacino

Sottobacino del T. Baiata	h 1ora [mm]	h 3 ore [mm]	h 6 ore [mm]	h 12 ore [mm]	h 24 ore [mm]
α_d	0,11010	0,08074	0,07728	0,07483	0,06848
v_d	21,79591	29,02741	34,62338	39,96297	47,35825

Tabella 9. Parametri caratteristici della legge di Gumbel relativi al Sottobacino, Area cimiteriale.

Noti i parametri della legge di Gumbel si ricavano le altezze critiche di pioggia di data durata e tempo di ritorno.

Tempo di ritorno [anni]	$h_{1,T}$ [mm]	$h_{3,T}$ [mm]	$h_{6,T}$ [mm]	$h_{12,T}$ [mm]	$h_{24,T}$ [mm]
30	52,54	70,94	78,41	85,19	96,78
50	57,24	77,36	85,11	92,11	104,34
100	63,58	86,00	94,15	101,44	114,54

Tabella 10. Altezze di pioggia ragguagliate[mm] per diverse durate [h] e tempi di ritorno [anni]

Di seguito si riportano le curve di probabilità pluviometrica che esprimono la relazione tra le durate degli eventi meteorici e l'altezza di pioggia:

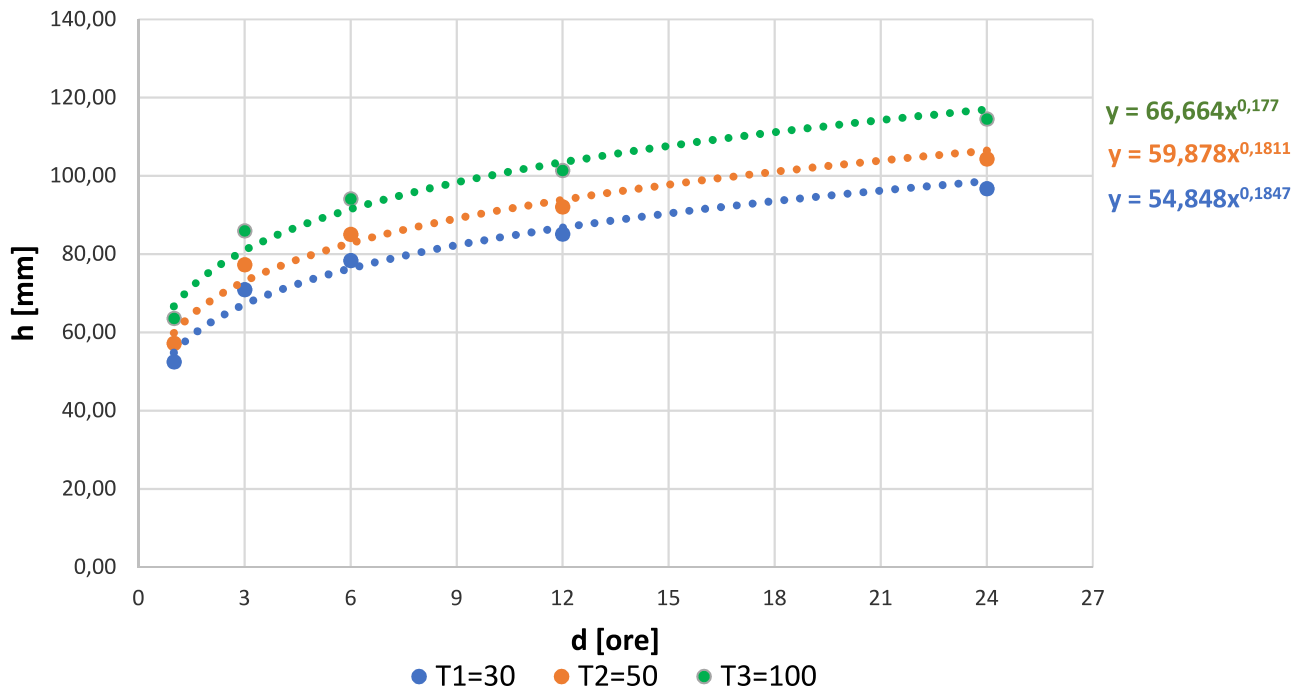


Figura 15. Curve di probabilità pluviometrica, Sottobacino, Area cimiteriale.

Dalle equazioni di queste curve di probabilità pluviometriche è possibile determinare, per ogni tempo di ritorno fissato, i coefficienti a ed n che esprimono la relazione del tipo potenza, la quale ci consente di determinare l'altezza di pioggia per qualsiasi durata e dato tempo di ritorno:

$$h_{t,T} = a * t^n$$

essendo $h_{t,T}$ l'altezza di pioggia relativa alla durata t .

T [anni]	Parametri CPP	
	a	n
30	54,848	0,1847
50	59,878	0,1811
100	66,664	0,177

Tabella 11. Parametri a e n delle curve di probabilità pluviometrica

3.3 Determinazione curva ipsografica e relativa retta di compenso:

Successivamente si è proceduto a ricavare la curva ipsografica del bacino, ovvero la curva che fornisce, per ogni quota, l'estensione della porzione di bacino che si trova a quota superiore o uguale a quella data quota.

In particolare, digitalizzando le curve di livello tratte dalla rappresentazione cartografica, si sono individuati il punto più alto e quello più basso del bacino e si sono considerate n curve di livello intermedie e calcolate le superfici relative. Ricavati i dati si è proceduto alla costruzione della curva ipsografica riportando in ascisse le superfici e in ordinate le quote. L'utilità della curva ipsografica risiede nel fatto che tramite essa si riesce a ricavare H_m ovvero l'altitudine media del bacino, espressa in m, riferita alla quota H_{sc} della sezione di chiusura del bacino stesso. L'altitudine media riferita alla quota della sezione di chiusura è data dalla differenza fra l'ordinata della retta di compenso dell'area sottostante la curva, e la quota della sezione di chiusura, ovvero essa è l'altezza del rettangolo di base S (superficie del bacino) ed area pari all'area sottostante la curva.

Quota altimetrica H [m]	Quota altimetrica h' - [km]	Superficie sottesa A' [kmq]	Prodotto h'x A' [kmc]
182	0,182	0	0,00000
181	0,181	0,0008	0,00014
177	0,177	0,0035	0,00062
173	0,173	0,0043	0,00074
169	0,169	0,0048	0,00081
165	0,165	0,0056	0,00092
161	0,161	0,0051	0,00082
157	0,157	0,0055	0,00086
153	0,153	0,0054	0,00083
149	0,149	0,006	0,00089
145	0,145	0,0069	0,00100
141	0,141	0,0054	0,00076
139	0,139	0,0006	0,00008
<u>SOMMATORIA</u>		0,054	0,0085

Tabella 12. Quote ed estensioni superfici relative, Sottobacino, Area cimiteriale.

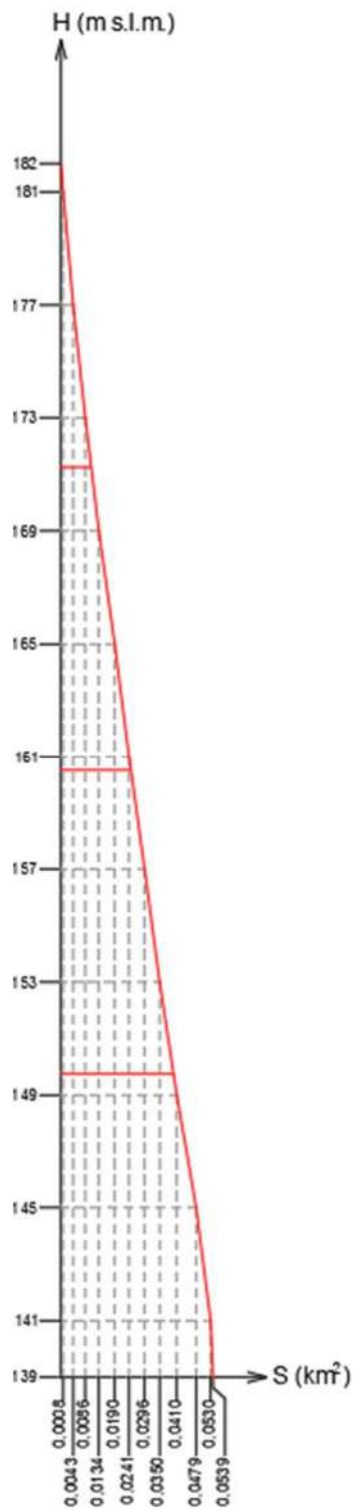


Figura 16. Curva ipsografica con retta di compenso Sottobacino, Area cimiteriale.

3.4 Determinazione tempo di corrivazione:

Per quanto riguarda il tempo il tempo di corrivazione è stato valutato tramite la formulazione empirica di Kirpich, e verificato tramite il criterio di velocità.

La formula di Kirpich adattabile per bacini di estensione limitata, presenta la seguente forma:

$$\tau_c = 0.01947 \frac{L^{0.77}}{i^{0.385}}$$

- Lunghezza del percorso idraulico più lungo L [metri],
- Pendenza i, data dal rapporto tra il dislivello H tra le quote estreme del percorso e la lunghezza L di questo.

PARAMETRO	VALORE	UNITA' DI MISURA
ΔH Dislivello quote estreme	43	m
i Pendenza	0,12	%
S Superficie bacino	0,053	Km ²
L Lunghezza asta principale	0,337	Km
τ_c Tempo di corrivazione	4	minuti

Tabella 13. Calcolo del tempo di corrivazione mediante la formula di Kirpich

Viene adottato il criterio di velocità per verificare se il valore del tempo di corrivazione, stimato con una formula empirica, è accettabile oppure no.

In particolare, una volta stimato τ_c , si determina la velocità e si verifica se il valore ottenuto rientra o meno nel suddetto intervallo [1÷1.5 m/s], o secondo la procedura inversa, fissiamo la velocità media di propagazione della piena pari a 1,5 m/s e dal rapporto tra la lunghezza L del percorso idraulico e detta velocità, si ricava un plausibile valore del tempo di corrivazione t_{vc} . Tale valore t_{vc} va confrontato nella corrispondente unità di misura con quello ricavato dalla precedente formula empirica.

3.5 Calcolo della pioggia netta.

Per il calcolo della pioggia netta, occorre costruire lo ietogramma di progetto, la cui forma dipende dalla distribuzione della pioggia all'interno dell'evento, la quale influisce sulle caratteristiche dell'onda di piena ed in particolare sul valore al colmo. Per costruire lo ietogramma di progetto di tipo Chicago, il quale è un istogramma di pioggia, occorre suddividere la durata della pioggia in intervalli discreti durante i quali si pone che l'intensità di precipitazione sia costante. Il numero di intervalli non deve essere inferiore a 4÷5 e coincide con il numero di intervalli in cui si è diviso il tempo di corrvazione per identificare le superfici isocorrive, vedi paragrafo 2.2.4.

Per il seguente studio sono stati considerati cinque intervalli di durata pari a 60 secondi.

Infine si ricavano i valori di altezza di pioggia utilizzando la relazione monomia, la formulazione Ferreri-Ferro, valida per il territorio Siciliano, la quale permette di stimare correttamente le altezze di pioggia per durate inferiori all'ora.

Di seguito si riportano le altezze di pioggia lorde calcolate con riferimento alle durate espresse ore.

Tempo di ritorno [anni]	h _{0,0} [mm]	h ₁ [mm]	h ₂ [mm]	h ₃ [mm]	h ₄ [mm]
30	0,0	11,41	14,91	17,43	19,48
50	0,0	12,45	16,28	19,03	21,27
100	0,0	13,87	18,12	21,19	23,68

Tabella 14. Altezze di pioggia lorda totale Sottobacino, Area cimiteriale, valutate per vari tempi di ritorno T

I valori trovati fin adesso sono lordi, ovvero non tengono conto che parte della pioggia caduta non giunge alla sezione di chiusura, in quanto parte di essa si infila nel terreno, un'altra parte è intercettata dalle piante attraverso il loro apparato fogliare e un'altra ancora va ad accumularsi nelle depressioni e avvallamenti superficiali. Quindi il deflusso superficiale è solo una parte della precipitazione meteorica.

Per la costruzione dello ietogramma efficace di progetto, occorre ricavare la pioggia netta, la cui determinazione, è stata effettuata con il metodo del Curve Number o CN, così come esposto nel paragrafo 2.2.3. Stante le peculiarità territoriali e soprattutto quelle geologiche e geomorfologiche, descritte nella prima fase dello studio, il valore di CN si stima prossimo a 80 fattore secondo il quale il deflusso utile raggiungerebbe l'80% della pioggia caduta al suolo. In tal modo verrebbe quantificata l'onda di massima piena che giungerebbe nell'intervallo temporale considerato alla sezione di riferimento dove si realizza un restringimento dell'alveo fluente.

CN	S ₀	S	I _a
80	254	63,5	12,7

Tabella 15. Parametri metodo SCS-CN

Tempo di ritorno [anni]	h _{0,0} [mm]	h ₁ [mm]	h ₂ [mm]	h ₃ [mm]	h ₄ [mm]
30	0,0	0,00	2,40	7,79	12,20
50	0,0	0,0009	3,23	9,24	14,01
100	0,0	0,0210	4,47	11,26	16,48

Tabella 16. Altezze di pioggia netta per singolo intervallo, valutate per vari tempi di ritorno T, Sottobacino Area cimiteriale.

3.6 Costruzione ietogramma Chicago:

Una volta ricavata la pioggia netta, è possibile ricavare l'intensità per singolo intervallo di durata pari a 1 minuto, ovvero 60 secondi:

$$i_d = \frac{h_{d_{j-1}} - h_{d_j}}{d} \quad [mm/h]$$

- ❖ h_d altezza di pioggia netta in [mm] di durata d_i

Si ottengono quindi i seguenti valori:

Tempo di ritorno [anni]	I_1 [mm]	i_2 [mm]	i_3 [mm]	i_4 [mm]
50	0,00	144,26	467,56	731,73
100	0,00	193,86	554,53	840,42
300	1,26	268,31	675,81	989,09

Tabella 17. Valori intensità pioggia netta per i vari tempi di ritorno.

Distribuzione rettangolare Chicago				
Tempo di ritorno [anni]	I_1 [mm]	I_3 [mm]	i_4 [mm]	i_2 [mm]
50	0,00	467,56	731,73	144,26
100	0,00	554,53	840,42	193,86
300	1,26	675,81	989,09	268,31

Tabella 18. Valori intensità pioggia netta per i vari tempi di ritorno secondo la distribuzione Chicago.

Una volta ricavata la pioggia netta e la corrispondente intensità, è possibile rappresentare lo ietogramma Chicago con un istogramma descritto ad intervalli di tempo, si riporta la distribuzione dei tre ietogrammi per tempo di ritorno 30,50 e 100 anni, in funzione delle intensità di pioggia.

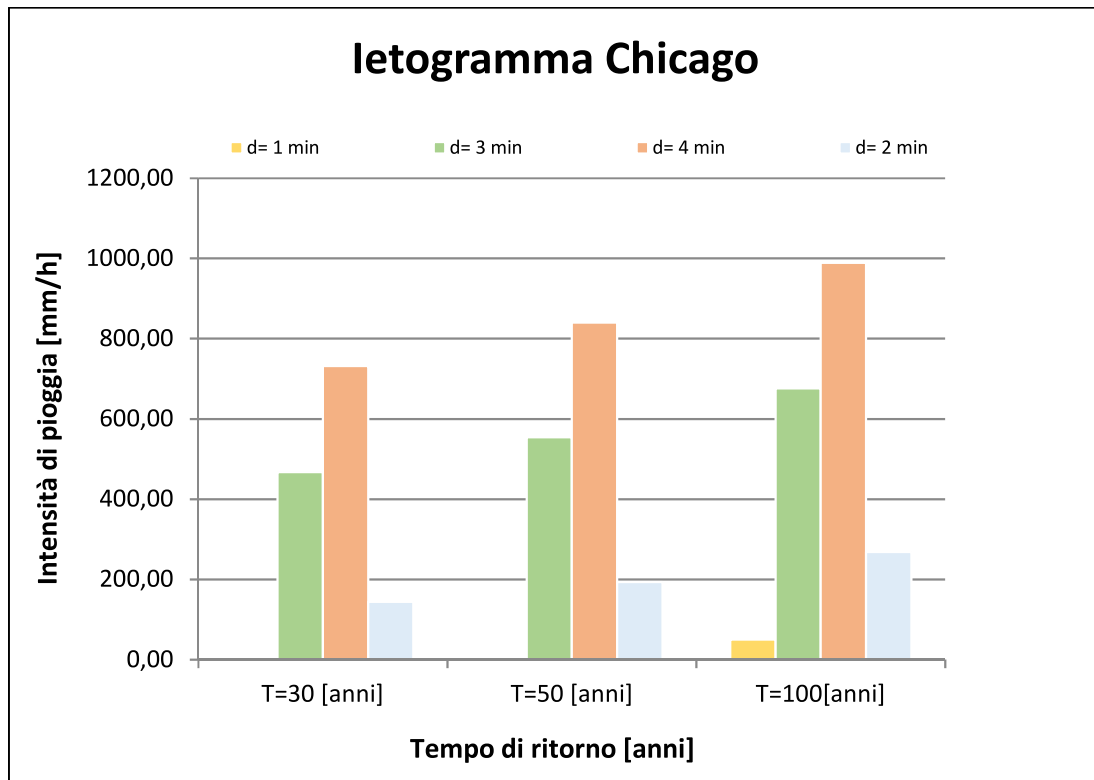


Figura 17. Ietogramma distribuzione Chicago, Sottobacino Area cimiteriale.

3.7 Determinazione curva isocorrigrafica e relativa superfici isocorrive:

Per ricavare l'idrogramma di piena si è adottato il metodo della corrivazione che come esposto precedentemente è un modello di trasferimento che permette di ricavare l'idrogramma di piena a partire dalla conoscenza dello ietogramma di pioggia netta. Per l'applicazione del metodo della corrivazione, come detto poc'anzi, è necessaria la conoscenza dell'estensione delle cosiddette superfici isocorrive, cioè superfici delimitate da due curve isocorrive. Per identificare le superfici isocorrive si discretizza il tempo di corrivazione in intervalli uguali, in numero pari agli intervalli considerati per costruire lo ietogramma di progetto di tipo Chicago, ad essi corrisponderanno altrettanti intervalli sull'asse delle ascisse che identificano le superfici comprese tra le isocorrive. Si è dunque discretizzata l'intera superficie del bacino in 5 superficie isocorrive con scarti di 11 minuti per quanto riguarda i tempi di corrivazione associati ad ogni superficie isocorriva.

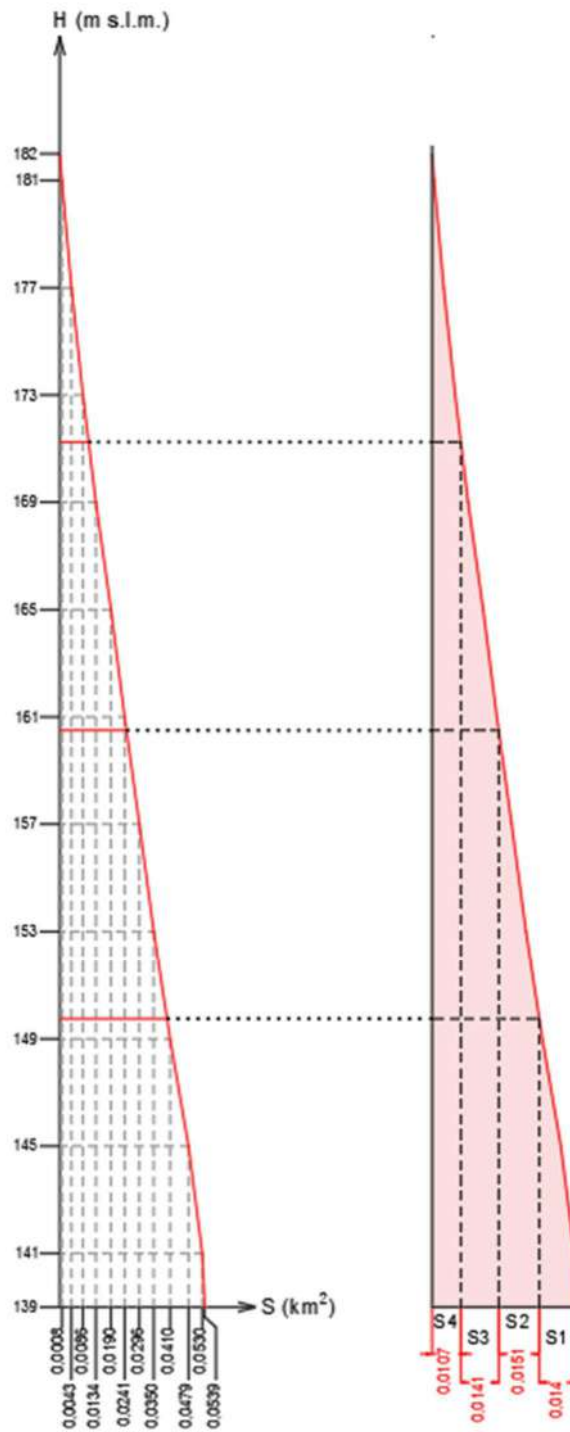


Figura 18. Curva isocorrigrafica Sottobacino Area cimiteriale

Dalla curva isocorrigrafica si ricavano quindi le aree corrispondenti ad ogni socorriva:

S1	0,0140
S2	0,0151
S3	0,0141
S4	0,0107

Tabella 19. Estensioni delle superfici isocorrigrafiche in [km²]

3.8 Determinazione onde di piena e valori di portata al colmo per diversi tempi di ritorno:

Per ottenere le onde di piena, si sono calcolati i valori delle portate per i relativi intervalli di tempo considerati, ottenendo la risposta dell'intero bacino applicando il principio di sovrapposizione degli effetti.

In particolare il vettore delle portate risulta essere pari al prodotto matriciale tra la matrice delle piogge ed il vettore delle superfici. La matrice delle piogge viene costruita a partire dai valori di intensità di pioggia netta ricavate precedentemente e secondo la distribuzione più gravosa, cioè quella Chicago.

Calcolo matriciale T= 30 anni				i [m/sec]	S [m2]	Q [m ³ /sec]
0	0	0	0	14000	0,000	
0,000129878	0	0	0	15100	0,000	
0,000203259	0,000129878	0	0	14100	1,818	
4,0071E-05	0,000203259	0,000129878	0	10700	4,807	
0	4,0071E-05	0,000203259	0,000129878		5,461	
0	0	4,0071E-05	0,000203259		4,861	
0	0	0	4,0071E-05		2,740	
0	0	0	0		0,429	
0	0	0	0		0,000	

Tabella 20. Onda di piena Sottobacino Area cimiteriale per T= 50 anni

Di seguito si riportano gli idrogrammi di piena ed i rispettivi valori delle portate al colmo con riferimento ai 3 tempi di ritorno T= 30,50 e 100 anni.

Idrogramma di piena

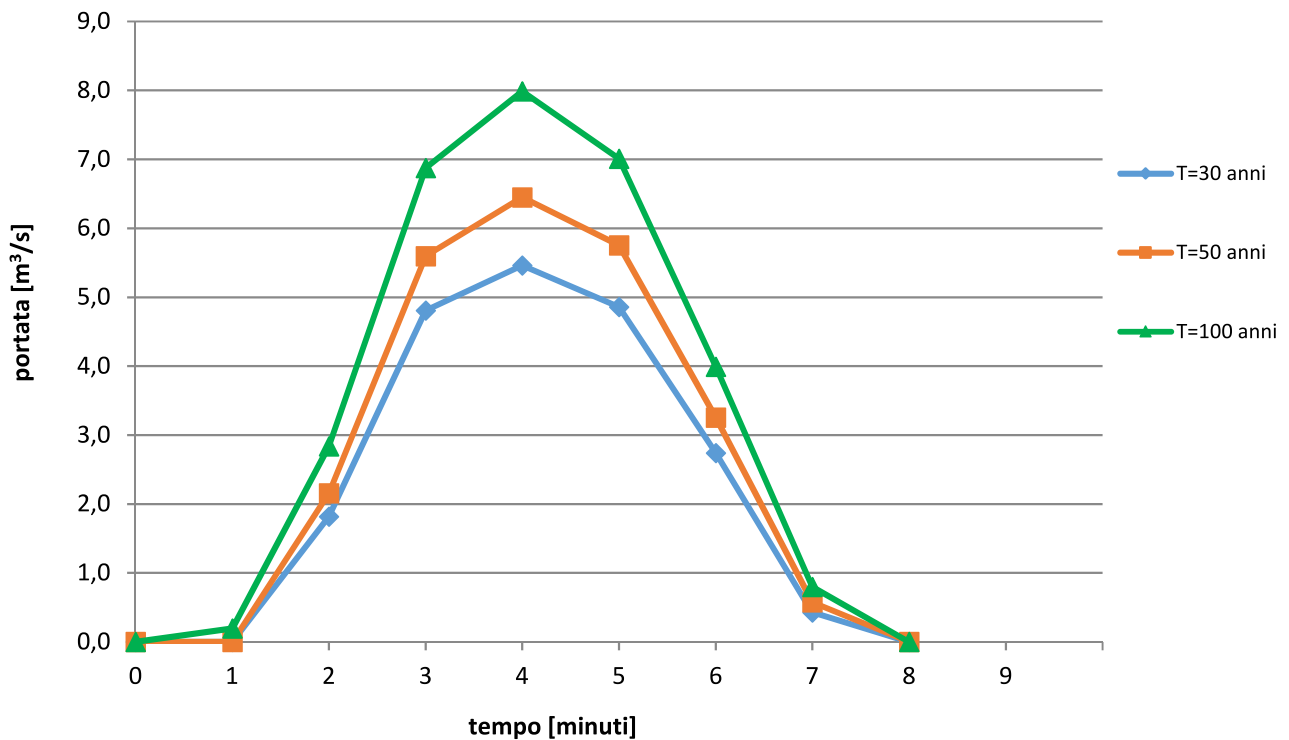


Figura 19. Idrogramma di piena Sottobacino Area cimiteriale, Pre-urbanizzazione

Tempo di ritorno [anni]	Portata di piena [m³/s]
30	5,46
50	6,45
100	7,84

Tabella 21. Valori di portata al colmo relativi ai diversi tempi di ritorno

Nell'idrogramma di piena così ricavato è possibile distinguere tre fasi: una fase ascendente di durata pari a quella della precipitazione, una portata massima al colmo, e una fase discendente che parte nel momento in cui la precipitazione finisce, e dura un periodo pari al tempo di corrivazione del bacino.

4 Studio idrologico Sottobacino Area Cimiteriale Post-urbanizzazione:

Il sottobacino idrografico individuato, è lo stesso in termini di area a quello analizzato per la condizione pre-urbanizzazione, quindi di 530.000 m²; e rimangono invariati i dati raccolti dalla stazione pluviografica di Specchia-Fulgatore. Nella figura 20, è riportata la planimetria con individuazione dell'area cimiteriale di 530.000 m², oggetto di studio del seguente capitolo; inoltre sono evidenziate anche le aree destinate a parcheggio che sono esterne all'ambito cimiteriale oggetto di studio dell'invarianza idraulica. Per quest'ultime, non si ritiene di dover effettuare un'ulteriore studio di invarianza idraulica, in quanto la realizzazione delle stesse in progetto prevede l'utilizzo di pavimentazioni totalmente drenanti.



Figura 20. Planimetria Sottobacino Area cimiteriale, distinzione tra: Area cimiteriale, Aree parcheggio

Quello che contraddistingue le due condizioni pre e post intervento, non riguarda il valore dell'area in termini assoluti, ma la variazione di permeabilità della superficie. Di fatto per la condizione pre intervento è stato considerato un CN pari ad 80 per l'intera superficie, mentre per la valutazione del nuovo CN da associare all'area urbanizzata è stato necessario individuare le aree che effettivamente modificano le condizioni di permeabilità a seguito degli interventi previsti.

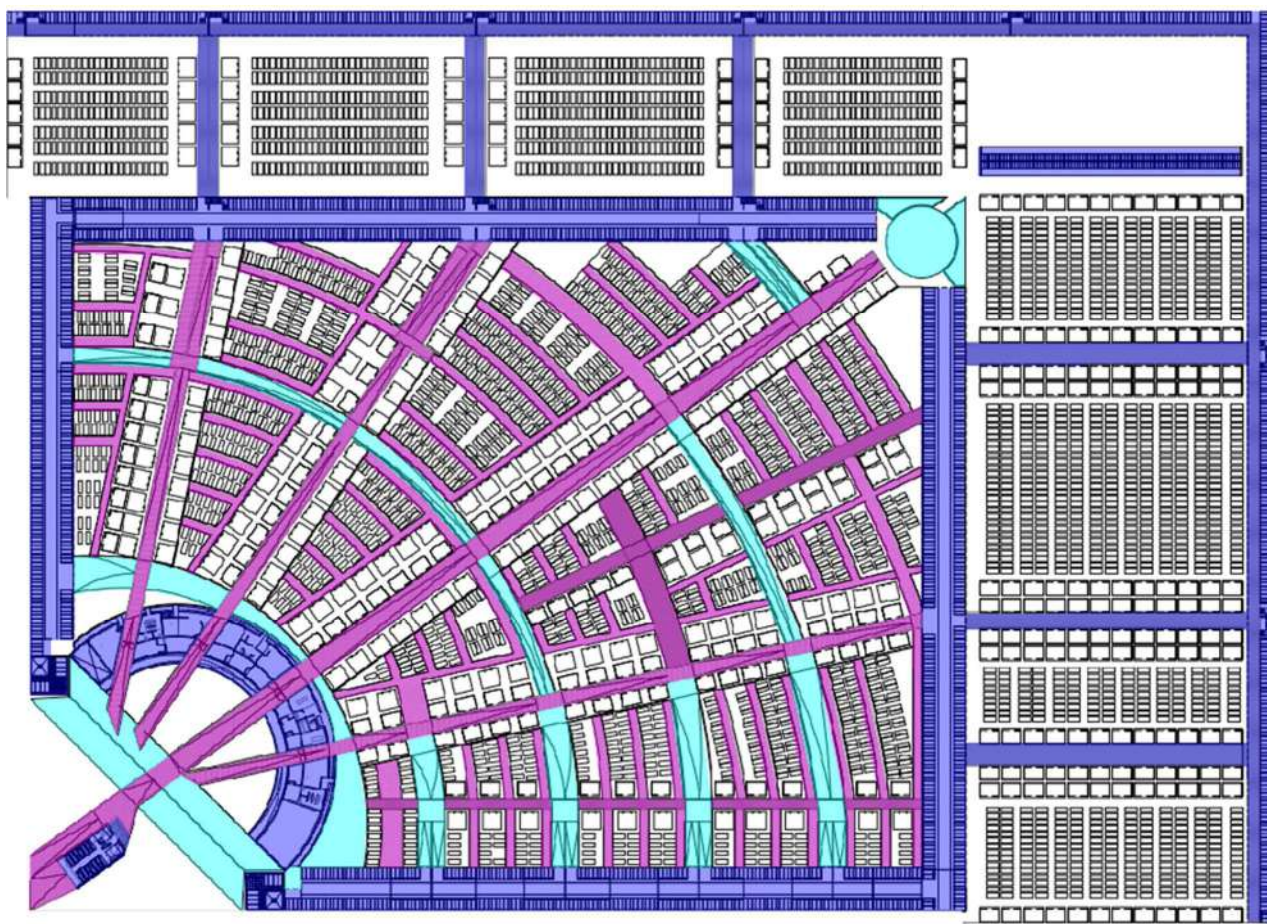


Figure 21. Planimetria aree di progetto con diverso coefficiente di deflusso



Figure 22. Leggenda collegata alla figura 21.

4.1 Elaborazione dati idrologici

I dati di partenza per le elaborazioni che conducono alla determinazione dell'idrogramma di piena sono analoghi a quelli adoperati per la condizione pre-urbanizzazione, ossia i valori delle precipitazioni di massima intensità registrati dalla stazione pluviografica di Specchia-Fulgatore, per la quale sono stati calcolati l'altezza di pioggia media del periodo di osservazione e lo scarto quadratico medio, con riferimento alle durate di pioggia cioè 1, 3, 6, 12, 24 ore. Si ripetono esclusivamente i passi necessari ad una efficace comprensione, rimandando al paragrafo 3.1 per una trattazione dettagliata.

SPECCHIA	h 1ora [mm]	h 3 ore [mm]	h 6 ore [mm]	h 12 ore [mm]	h 24 ore [mm]
Media ragguagliata (S₁)	27,110	36,274	42,194	47,782	55,790
Scarto ragguagliato (S₁)	11,653	15,891	16,601	17,146	18,736

Tabella 22. Altezze di pioggia medie e scarto quadratico medio ragguagliati, Sottobacino, Area cimiteriale.

4.2 Determinazione delle altezze di pioggia di massima intensità, di fissata durata e dato tempo di ritorno relative al bacino idrografico

Tempo di ritorno [anni]	h_{1,T} [mm]	h_{3,T} [mm]	h_{6,T} [mm]	h_{12,T} [mm]	h_{24,T} [mm]
30	52,54	70,94	78,41	85,19	96,78
50	57,24	77,36	85,11	92,11	104,34
100	63,58	86,00	94,15	101,44	114,54

Tabella 23. Altezze di pioggia ragguagliate[mm] per diverse durate [h] e tempi di ritorno [anni]

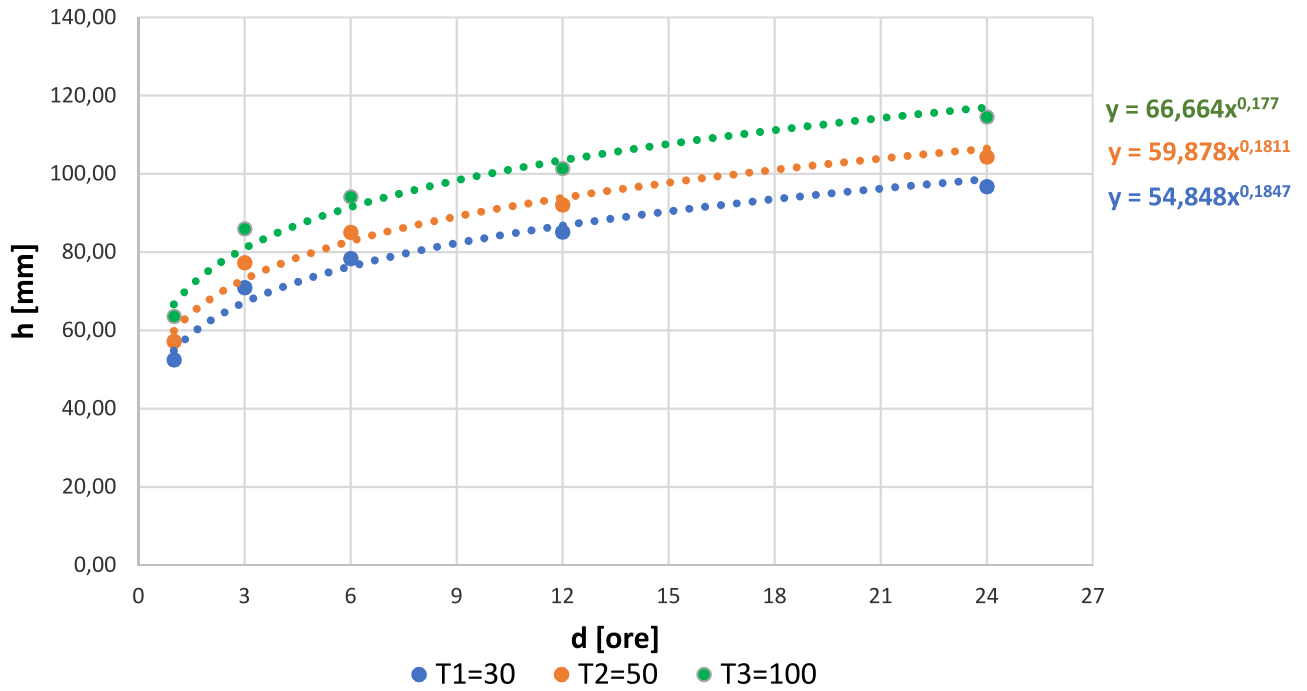


Figura 23. Curve di probabilità pluviometrica, Sottobacino, Area cimiteriale.

T [anni]	Parametri CPP	
	a	n
30	54,848	0,1847
50	59,878	0,1811
100	66,664	0,177

Tabella 24. Parametri a e n delle curve di probabilità pluviometrica

4.3 Determinazione curva ipsografica e relativa retta di compenso:

Quota altimetrica H [m]	Quota altimetrica h' - [km]	Superficie sottesa A' [kmq]	Prodotto h'x A' [kmc]
182	0,182	0	0,00000
181	0,181	0,0008	0,00014
177	0,177	0,0035	0,00062
173	0,173	0,0043	0,00074
169	0,169	0,0048	0,00081
165	0,165	0,0056	0,00092
161	0,161	0,0051	0,00082
157	0,157	0,0055	0,00086
153	0,153	0,0054	0,00083
149	0,149	0,006	0,00089
145	0,145	0,0069	0,00100
141	0,141	0,0054	0,00076
139	0,139	0,0006	0,00008
<u>SOMMATORIA</u>		0,054	0,0085

Tabella 25. Quote ed estensioni superfici relative, Sottobacino, Area cimiteriale.

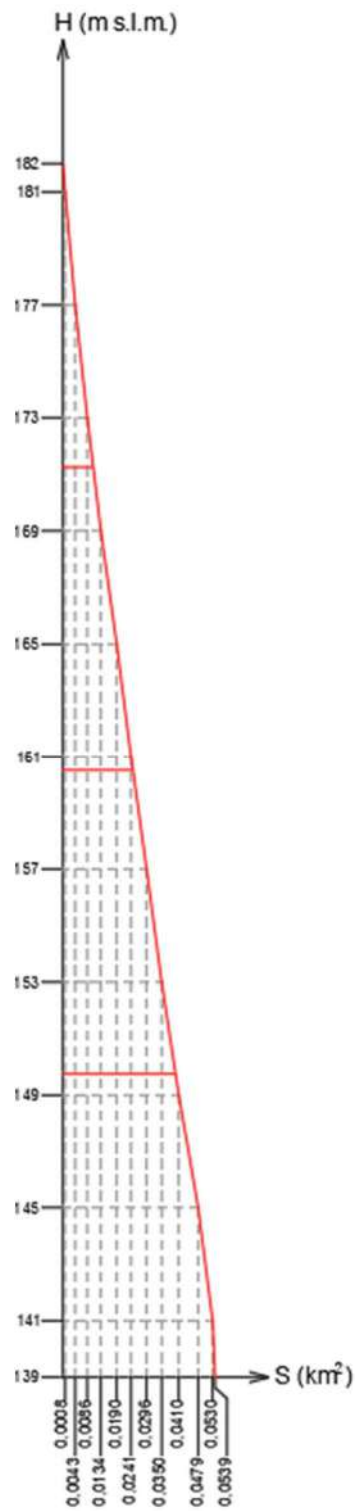


Figura 24. Curva ipsografica con retta di compenso Sottobacino, Area cimiteriale.

4.4 Determinazione tempo di corrivazione:

Per quanto riguarda il tempo di corrivazione, dato che le formulazioni empiriche, come quella adottata di Kirpich, dipendono esclusivamente dalla Lunghezza del percorso idraulicamente più svantaggiato e dalla pendenza del sito, non consentono di tenere in conto del maggiore tempo di corrivazione che si verifica nella condizione post-urbanizzazione. Tale aumento del tempo di corrivazione è dovuto principalmente alla realizzazione dei terrazzamenti di cui si è tenuto già conto nella determinazione del coefficiente di deflusso medio ponderale per la situazione post-urbanizzazione; pertanto si ritiene opportuno adoperare lo stesso tempo di corrivazione della situazione pre-urbanizzazione, al fine di eseguire una verifica con determinati margini di sicurezza.

Si riportano solamente i dati necessari ad una efficace comprensione, rimandando alla determinazione dettagliata del tempo di corrivazione al paragrafo 3.4.

PARAMETRO	VALORE	UNITA' DI MISURA
ΔH Dislivello quote estreme	43	m
i Pendenza	0,12	%
S Superficie bacino	0,053	Km ²
L Lunghezza asta principale	0,337	Km
τ_c Tempo di corrivazione	4	minuti

Tabella 26. Calcolo del tempo di corrivazione mediante la formula di Kirpich

4.5 Calcolo della pioggia netta.

Per il calcolo della pioggia netta, occorre costruire lo ietogramma di progetto, la cui forma dipende dalla distribuzione della pioggia all'interno dell'evento, la quale influisce sulle caratteristiche dell'onda di piena ed in particolare sul valore al colmo. Per costruire lo ietogramma di progetto di tipo Chicago, il quale è un istogramma di pioggia, occorre suddividere la durata della pioggia in intervalli discreti durante i quali si pone che l'intensità di precipitazione sia costante. Il numero di intervalli non deve essere inferiore a 4÷5 e coincide con il numero di intervalli in cui si è diviso il tempo di corrivazione per identificare le superfici isocorive, vedi paragrafo 2.2.4.

Per il seguente studio sono stati considerati cinque intervalli di durata pari a 60 secondi.

Infine si ricavano i valori di altezza di pioggia utilizzando la relazione monomia, la formulazione Ferreri-Ferro, valida per il territorio Siciliano, la quale permette di stimare correttamente le altezze di pioggia per durate inferiori all'ora.

Di seguito si riportano le altezze di pioggia lorde calcolate con riferimento alle durate espresse ore.

Tempo di ritorno [anni]	h _{0,0} [mm]	h ₁ [mm]	h ₂ [mm]	h ₃ [mm]	h ₄ [mm]
30	0,0	11,41	14,91	17,43	19,48
50	0,0	12,45	16,28	19,03	21,27
100	0,0	13,87	18,12	21,19	23,68

Tabella 27. Altezze di pioggia lorda totale nel Bacino del T. Baiata valutate per vari tempi di ritorno T

I valori trovati fin adesso sono lordi, ovvero non tengono conto che parte della pioggia caduta non giunge alla sezione di chiusura, in quanto parte di essa si infiltra nel terreno, un'altra parte è intercettata dalle piante attraverso il loro apparato fogliare e un'altra ancora va ad accumularsi nelle depressioni e avvallamenti superficiali. Quindi il deflusso superficiale è solo una parte della precipitazione meteorica.

Per la costruzione dello ietogramma efficace di progetto, occorre ricavare la pioggia netta, la cui determinazione, è stata effettuata con il metodo del Curve Number o CN, così come esposto nel paragrafo 2.2.3. Stante le peculiarità territoriali e soprattutto quelle geologiche e geomorfologiche, descritte nella prima fase dello studio, il valore di CN si stima prossimo a 80 fattore secondo il quale il deflusso utile raggiungerebbe l'80% della pioggia caduta al suolo. In tal modo verrebbe quantificata l'onda di massima piena che giungerebbe nell'intervallo temporale considerato alla sezione di riferimento dove si realizza un restringimento dell'alveo fluente.

CN	S ₀	S	I _a
86	254	42,87	8,57

Tabella 28. Parametri metodo SCS-CN

Tempo di ritorno [anni]	h _{0,0} [mm]	h ₁ [mm]	h ₂ [mm]	h ₃ [mm]	h ₄ [mm]
30	0,0	0,18	5,02	10,66	14,78
50	0,0	0,32	6,12	12,27	16,66
100	0,0	0,58	7,69	14,47	19,20

Tabella 29. Altezze di pioggia netta per singolo intervallo, valutate per vari tempi di ritorno T, Sottobacino Area cimiteriale.

4.6 Costruzione ietogramma Chicago:

Una volta ricavata la pioggia netta, è possibile ricavare l'intensità per singolo intervallo di durata pari a 1 minuto, ovvero 60 secondi:

$$i_d = \frac{h_{d_{j-1}} - h_{d_j}}{d} \quad [mm/h]$$

❖ h_d altezza di pioggia netta in [mm] di durata d_i

Si ottengono quindi i seguenti valori:

Tempo di ritorno [anni]	I_1 [mm]	i_2 [mm]	i_3 [mm]	i_4 [mm]
50	10,53	300,98	639,56	886,58
100	19,30	367,33	736,06	999,40
300	34,86	461,17	868,27	1152,06

Tabella 30. Valori intensità pioggia netta per i vari tempi di ritorno.

Distribuzione rettangolare Chicago				
Tempo di ritorno [anni]	I_1 [mm]	I_3 [mm]	i_4 [mm]	i_2 [mm]
50	60,53	639,56	886,58	300,98
100	69,30	736,06	999,40	367,33
300	84,86	868,27	1152,06	461,17

Tabella 31. Valori intensità pioggia netta per i vari tempi di ritorno secondo la distribuzione Chicago.

Una volta ricavata la pioggia netta e la corrispondente intensità, è possibile rappresentare lo ietogramma Chicago con un istogramma descritto ad intervalli di tempo, si riporta la distribuzione dei tre ietogrammi per tempo di ritorno 30,50 e 100 anni, in funzione delle intensità di pioggia.

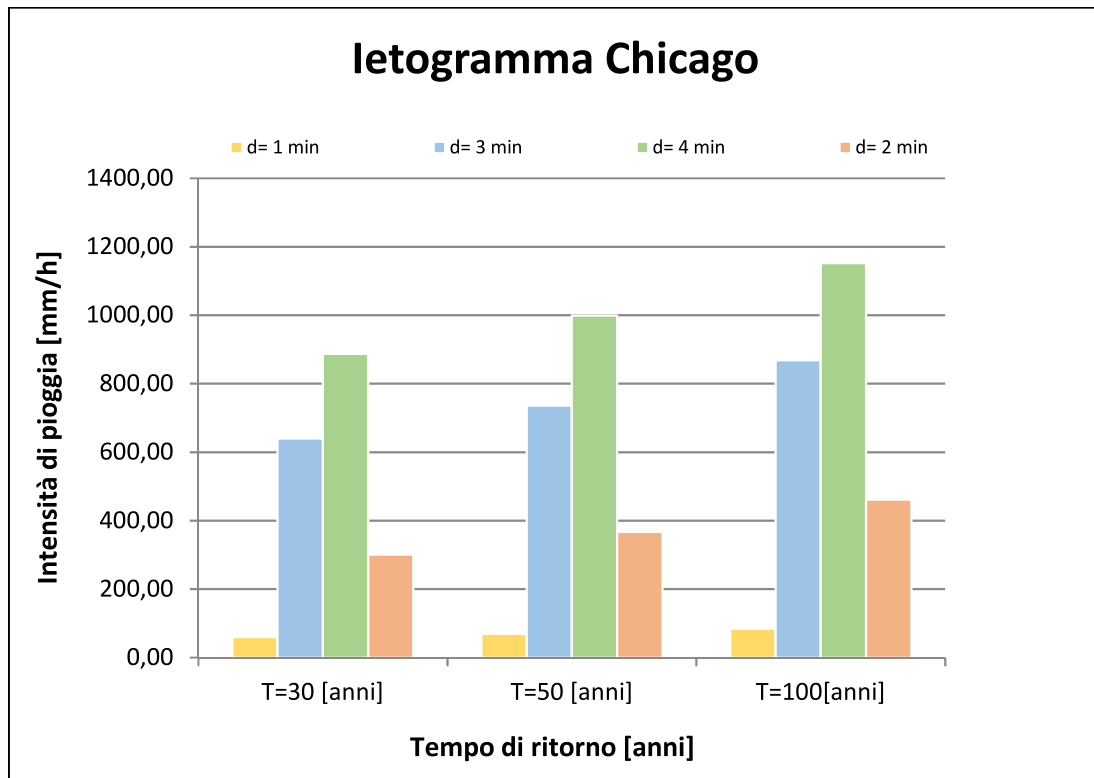


Figura 25. Ietogramma distribuzione Chicago, Sottobacino Area cimiteriale.

4.7 Determinazione curva isocorrigrafica e relativa superfici isocorrive:

Per ricavare l'idrogramma di piena si è adottato il metodo della corrivazione che come esposto precedentemente è un modello di trasferimento che permette di ricavare l'idrogramma di piena a partire dalla conoscenza dello ietogramma di pioggia netta. Per l'applicazione del metodo della corrivazione, come detto poc'anzi, è necessaria la conoscenza dell'estensione delle cosiddette superfici isocorrive, cioè superfici delimitate da due curve isocorrive. Per identificare le superfici isocorrive si discretizza il tempo di corrivazione in intervalli uguali, in numero pari agli intervalli considerati per costruire lo ietogramma di progetto di tipo Chicago, ad essi corrisponderanno altrettanti intervalli sull'asse delle ascisse che identificano le superfici comprese tra le isocorrive. Si è dunque discretizzata l'intera superficie del bacino in 5 superfici isocorrive con scarti di 11 minuti per quanto riguarda i tempi di corrivazione associati ad ogni superficie isocorriva.

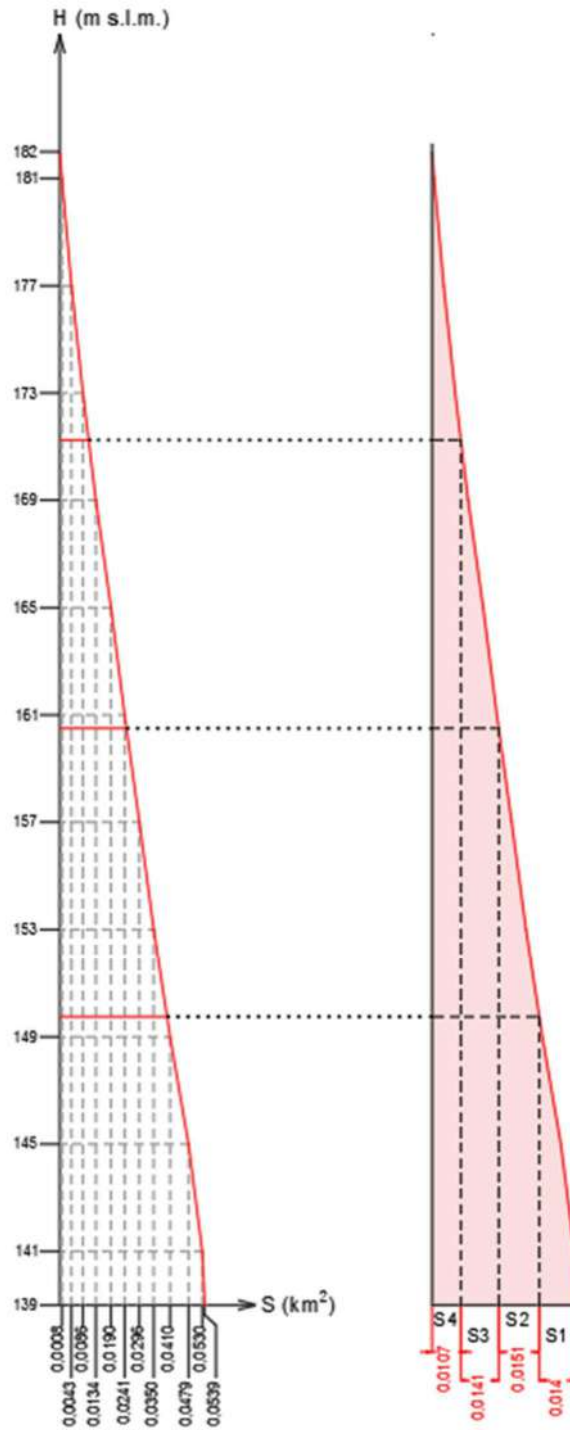


Figura 26. Curva isocorrigrafica Sottobacino Area cimiteriale

Dalla curva isocorrigrafica si ricavano quindi le aree corrispondenti ad ogni socorriva:

S1	0,0140
S2	0,0151
S3	0,0141
S4	0,0107

Tabella 32. Estensioni delle superfici isocorrive in [km²]

4.8 Determinazione onde di piena e valori di portata al colmo per diversi tempi di ritorno:

Per ottenere le onde di piena, si sono calcolati i valori delle portate per i relativi intervalli di tempo considerati, ottenendo la risposta dell'intero bacino applicando il principio di sovrapposizione degli effetti.

In particolare il vettore delle portate risulta essere pari al prodotto matriciale tra la matrice delle piogge ed il vettore delle superfici. La matrice delle piogge viene costruita a partire dai valori di intensità di pioggia netta ricavate precedentemente e secondo la distribuzione più gravosa, cioè quella Chicago.

calcolo matriciale T= 30 anni

i [m/sec]

S [m2]

Q [m3/sec]

1,68141E-05	0	0	0	14000	0,000
0,000177654	1,68141E-05	0	0	15100	0,235
0,000246272	0,000177654	1,68141E-05	0	14100	2,741
8,36048E-05	0,000246272	0,000177654	1,68141E-05	10700	6,367
0	8,36048E-05	0,000246272	0,000177654		7,574
0	0	8,36048E-05	0,000246272		6,636
0	0	0	8,36048E-05		3,814
0	0	0	0		0,895
0	0	0	0		0,000

Tabella 33. Onda di piena Sottobacino Area cimiteriale per T= 50 anni

Di seguito si riportano gli idrogrammi di piena ed i rispettivi valori delle portate al colmo con riferimento ai 3 tempi di ritorno T= 30, 50 e 100 anni.

idrogramma di piena

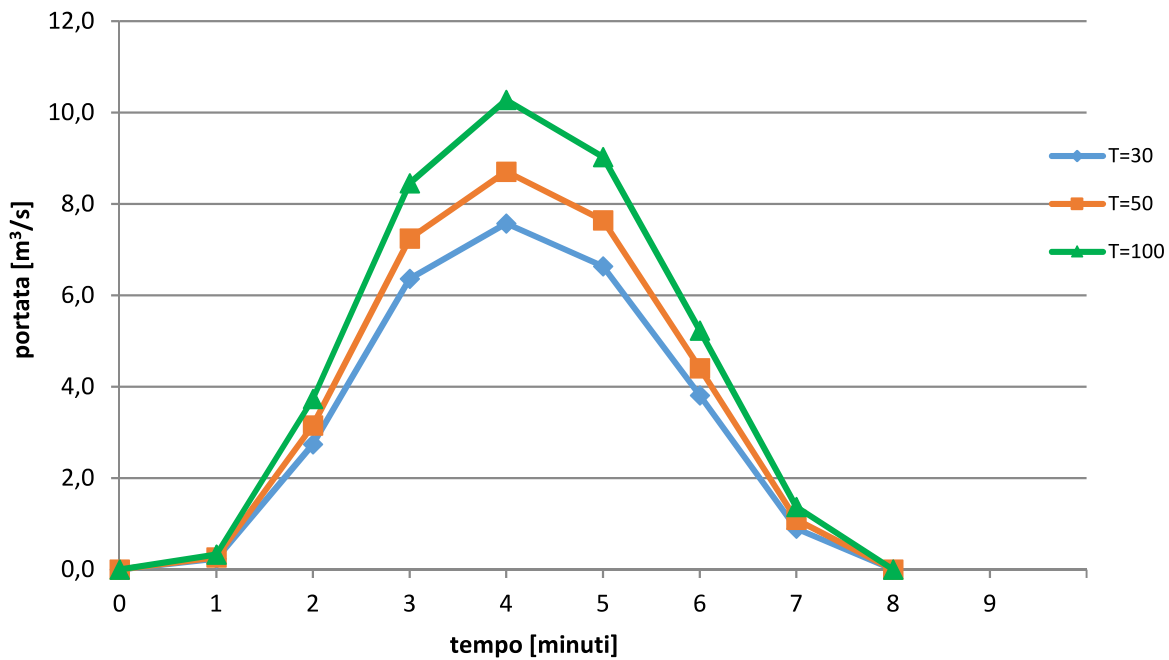


Figura 27. Idrogramma di piena Sottobacino Area cimiteriale

Tempo di ritorno [anni]	Portata di piena [m3/s]
30	7,57
50	8,71
100	10,28

Tabella 34. Valori di portata al colmo relativi ai diversi tempi di ritorno

Nell'idrogramma di piena così ricavato è possibile distinguere tre fasi: una fase ascendente di durata pari a quella della precipitazione, una portata massima al colmo, e una fase discendente che parte nel momento in cui la precipitazione finisce, e dura un periodo pari al tempo di corrivazione del bacino.

5 Determinazione Volume di invaso e relativa onda di laminazione

Come detto precedentemente, per affrontare analiticamente il problema, ossia per quantificare l'effetto di laminazione indotto dall'invaso su un'onda di piena in arrivo, è necessario conoscere l'andamento delle portate in ingresso nel tempo ossia l'idrogramma di piena (cfr. figura 28), la curva quote-volumi che permette di valutare quale volume d'acqua è presente nel lago fissato che sia il livello di invaso e le caratteristiche geometriche dello sfioratore. A tal fine si riporta l'onda di piena valutata per tempo di ritorno 30 anni, nella condizione post-urbanizzazione.

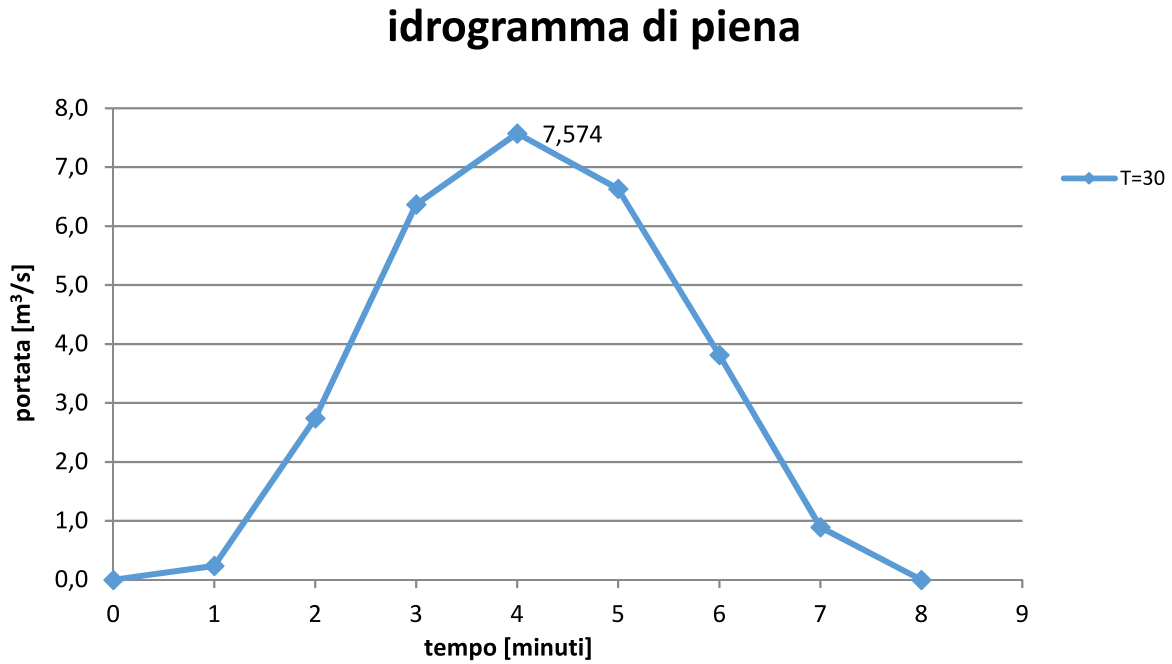


Figura 28. Idrogramma di piena Sottobacino Area cimiteriale

Tempo di ritorno	Portata di piena
[anni]	[m3/s]
30	7,57

Tabella 35. Valori di portata al colmo relativi ai diversi tempi di ritorno

5.1.1 Pre-dimensionamento della larghezza dello sfioratore

Come condizione più restrittiva, si considera il vincolo economico, per cui si fissa una altezza h_{max} non eccessiva, in modo da limitare l'altezza complessiva dell'opera di sbarramento, salvo poi a verificare che la Q_{max} che da essa deriva sia compatibile con le condizioni di rischio delle opere di valle. Fissando in prima approssimazione h_{max} pari a 1 metro, si determina il volume di laminazione W_l e con questo si calcola il rendimento di laminazione utilizzando la formula approssimata proposta da Marone che fornisce una stima di η in funzione del volume totale di piena W_p :

$$\eta = 1 - \frac{W_l}{W_p}$$

Dopo aver calcolato Q_l max dalla definizione del rendimento di laminazione (Q_l max = $\eta \cdot Q_{max}$), si calcola L dalla legge di efflusso:

$$Q_{l_{max}} = \mu \cdot L \cdot h_{max} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_{max}}$$

Nella seguente tabella vengono riportati i valori di partenza adoperati per la determinazione dell'onda di piena laminata, tramite il Metodo in avanti alle differenze finite

METODO IN AVANTI ALLE DIFFERENZE FINITE								
PRE-DIMENSIONAMENTO DELLA LARGHEZZA DELLO SFIORATORE								
h	h_{max}	A	W_l	W_p	η	Q max	Q_l max	L-sfioratore
[m]	[m]	[m ²]	[m ³]	[m ³]	-	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m]
0,5	1	440	440	1817,76	0,76	7,57	5,76	1,7

Tabella 36. Valori di partenza per l'iterazione del metodo "Procedimento in avanti"

- **h:** Altezza di base vasca di laminazione
- **h max:** Altezza massima del tirante idrico all'interno della vasca di laminazione
- **A:** Area di base vasca di laminazione
- **Wl:** Volume di Laminazione
- **Wp:** Volume di piena
- **η :** Rendimento di laminazione
- **Q max:** Portata massima entrante
- **Q_l max:** Portata massima laminata
- **L-sfioratore:** Larghezza sfioratore

5.1.2 Verifica della larghezza dello sfioratore e costruzione della relativa onda laminata

Una volta fissata la dimensione L dello sfioratore, per verificarla si utilizza **il metodo in avanti alle differenze finite**. Fissato un intervallo di tempo Δt di discretizzazione di 60 secondi, si eseguono i calcoli secondo lo schema esemplificato nella Tabella 6, per la cui trattazione dettagliata si rimanda al sotto capitolo 2.3.4

t	Δt	Q	Win	Q/	Wout	ΔW	$\Sigma \Delta W$ - Volume invaso	h-max
[Asse X]	[s]	[m ³ /s]	[m ³]	[m ³ /s]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m]
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	217,500	0
1	60	0,235	7,062	0,000	0,000	7,062	224,562	0,016234262
2	60	2,741	82,232	0,008	0,251	81,981	306,543	0,204695672
3	60	6,367	191,024	0,374	11,234	179,790	486,333	0,618006698
4	60	7,574	227,220	1,964	58,932	168,288	654,621	1,004876232
5	60	6,636	199,073	4,073	122,189	76,884	731,506	1,18162184
6	60	3,814	114,418	<u>5,193</u>	155,805	-41,386	690,119	1,086480625
7	60	0,895	26,837	4,579	137,371	-110,534	579,585	0,832379494
8	60	0,000	0,000	3,071	92,118	-92,118	487,467	0,620613945
9	60	0,000	0,000	1,977	59,305	-59,305	428,162	0,484279516
10	60	0,000	0,000	1,363	40,880	-40,880	387,282	0,39030342
11	60	0,000	0,000	0,986	29,578	-29,578	357,704	0,322308451
12	60	0,000	0,000	0,740	22,196	-22,196	335,508	0,271283712
13	60	0,000	0,000	0,571	17,139	-17,139	318,369	0,231882568
14	60	0,000	0,000	0,451	13,545	-13,545	304,824	0,200745666
15	60	0,000	0,000	0,364	10,910	-10,910	293,914	0,175664801
16	60	0,000	0,000	0,298	8,931	-8,931	284,983	0,155134261

Tabella 37. Schema di calcolo del metodo in avanti.

E' stato possibile così ricostruire l'intera onda di piena laminata $Ql(t)$.

idrogramma di piena

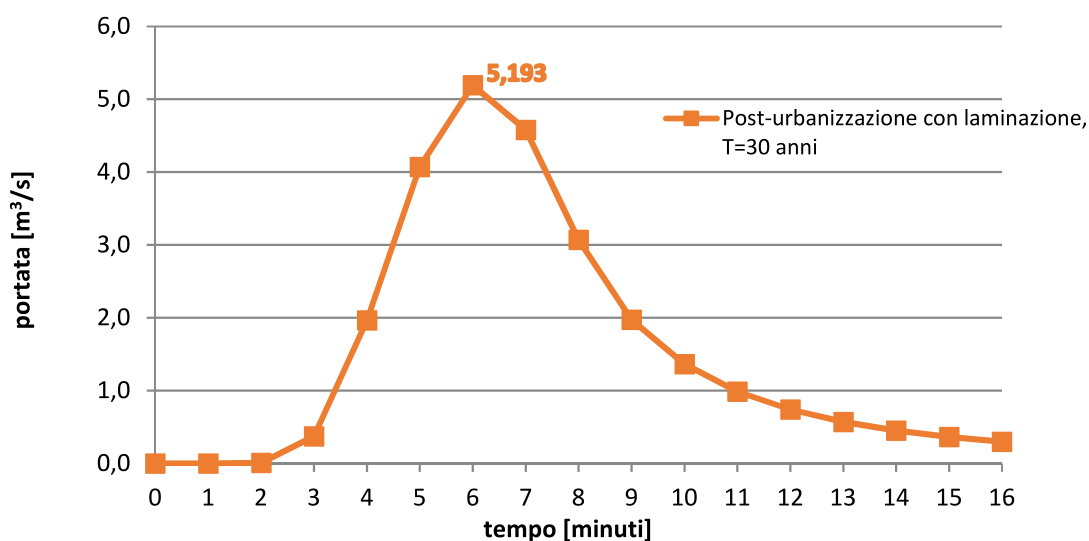


Figure 29. idrogramma di piena laminata

E' stato verificato di conseguenza che il valore Q_l max, ricavato sia inferiore al valore di picco della portata scaricata in corrispondenza della sezione di chiusura dall'Area cimiteriale prima dell'intervento di urbanizzazione. Nella seguente tabella si riportano i valori definiti del dimensionamento della vasca di laminazione ottenuta tramite il metodo in avanti alle differenze finite.

METODO IN AVANTI ALLE DIFFERENZE FINITE								
DIMENSIONAMENTO DELLA LARGHEZZA DELLO SFIORATORE								
h	h_{max}	A	Wl	Wp	η	Q max	Q_l max	L-sfioratore
[m]	[m]	[m ²]	[m3]	[m3]	-	[m3/s]	[m3/s]	[m]
0,5	1,18	435	514	1817,76	0,68	7,57	5,19	1,20

Tabella 38. Valori di fine iterazione del metodo "Procedimento in avanti"

Una semplificazione del risultato ottenuto tramite l'impiego della vasca di laminazione, è illustrato in Figure 30, nella quale vengono riportati i diversi idrogrammi di piena dell'area cimiteriale prima degli interventi di urbanizzazione, post urbanizzazione, nonché gli effetti dovuti agli interventi di invarianza idraulica.

idrogramma di piena

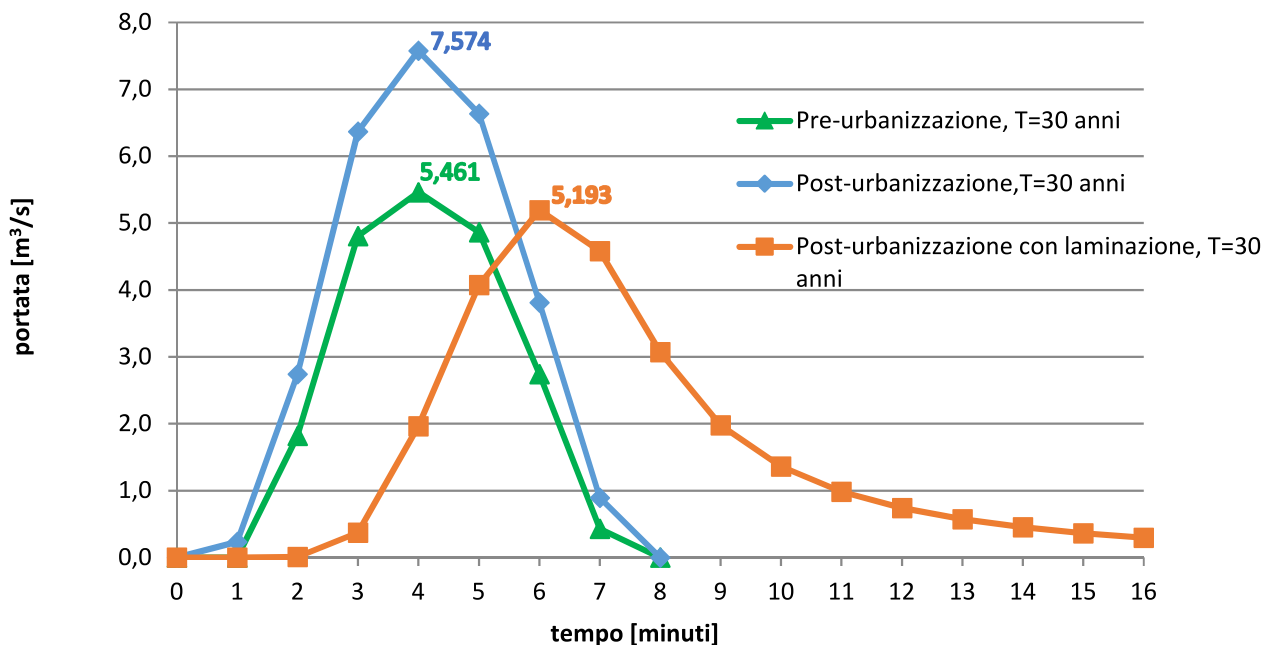


Figure 30. idrogramma di piena

Dalla seguente rappresentazione, è possibile notare come l'onda di piena uscente dalla vasca di laminazione, raggiunge il corpo idrico ricettore con un valore di picco prossimo alle condizioni di pre-urbanizzazione.

Il risultato ottenuto, che consente di riportare entro determinati limiti il valore massimo dell'onda di piena scaricata, è stato conseguito attraverso il dimensionamento di una vasca di laminazione, la quale determina un parziale accumulo del volume di piena, il quale verrà scaricato in tempi più lunghi.

Ciò si riscontra anche dal grafico precedente, in quanto l'onda di piena laminata è caratterizzata da una maggiore durata e conseguentemente da un ridotto valore di portata al colmo.

A titolo esemplificativo si riporta uno schema ipotetico di una vasca di laminazione con i parametri dimensionali prossimi a quelli ottenuti a fine del processo iterativo di dimensionamento.

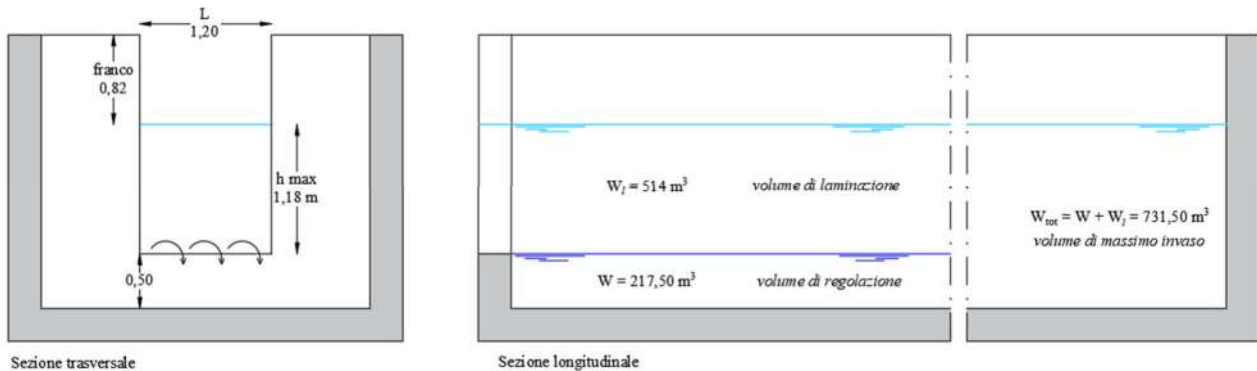


Figure 31. Schema tipo vasca di laminazione con sfioratore superficiale.

6 Riferimenti

6.1 Sottobacino Area cimiteriale Napola/Specchia

- Le analisi fanno riferimento alle stazioni di:
 - Specchia, superficie racchiusa: 53.900 mq

- I dati pluviometrici adoperati come dati di input per il seguente studio riferiti alle stazioni di:
 - Specchia dal 1970 sino al 2001, integrata con Fulgatore dal 2002 al 2022

Altezze di pioggia stazione Specchia					
[mm]					
Anno	1h	3h	6h	12h	24h
1971	31.2	30.4	31	31	34
1972	35	36.2	36.6	44.8	53.2
1973	12.8	29.8	35.4	41.2	60.2
1974	24.6	24.6	27.2	27.8	33.2
1975	13	16.4	27.6	30	46.6
1976	53.2	55.8	80	81.8	87.2
1977	6.2	9.4	13	22.4	23
1978	19.6	22.4	27	40.2	58
1979	26.2	37	39.4	39.6	45.6
1980	12.8	21.4	24.4	25	25.2
1981	11.6	16.4	22.2	25	39.4
1983	47.8	59	59	59	59
1984	21.8	32.4	34.4	34.4	36.8
1985	9.8	16.2	21.2	31.2	41.4
1986	25.6	29.8	31.8	32.2	32.2
1988	37.6	51.2	51.2	55.6	55.6
1989	27	30.8	30.8	32.8	39.8
1990	33.6	44	44	48.8	48.8
1991	19	22.2	27.4	27.4	28
1992	20.4	34.2	56	70.6	77.6
1993	32.8	41.6	48.8	51.4	78.2
1994	18	26.8	33.6	45.6	84.4
1995	23.8	46.8	49.8	50.4	50.6
1996	24.8	25.6	34	43.6	51.2
1997	51.8	51.8	62.6	78	78
1998	31.4	32	39.8	47.6	76.4
1999	25.8	35.8	47.2	47.4	48.8
2000	25.2	25.8	25.8	37	42.2
2001	21.4	27.8	44	45.4	45.4
2002	50.2	52.4	52.4	52.4	59.4
2003	30.8	30.8	60.6	60.6	87.4
2004	21.6	34.2	41.6	67	86
2005	20	27.4	27.6	27.6	32
2006	26.4	47.4	47.4	47.6	49

2007	33.2	53.4	53.8	66.4	67.6
2008	12	13	15	18.8	28.6
2009	33.8	46.2	61	65	65.6
2010	30	49.6	60.6	73.2	76
2011	22.2	33.6	54.6	66	66.2
2012	28.4	43.4	43.4	46.2	61.8
2013	23	34.2	34.4	48.4	59.8
2014	52.4	89.4	89.6	90	91.8
2015	43.8	65.8	67	67.4	67.4
2016	43.2	52.4	52.6	52.6	52.6
2017	15.8	17.2	32.2	41	49.2
2018	22.8	37	53.4	69.6	75.4
2019	26.4	32.4	34.2	34.6	36.8
2020	11	19.6	22.4	28	43.2
2021	25.4	29.2	29.2	48	71.6
2022	39.4	71.6	71.6	71.6	82.2

Tabella 39. Valori altezze di pioggia [mm] Stazione di Specchia, sottobacino del T. Baiata

Paceco, 20/09/2023

Consulenza idraulica

Cappello Engineering Srl*Il Direttore Tecnico**Ing. Saverio Cappello*