



CLIMATOLOGIA URBANA PER GLI INGEGNERI III MODULO

1 DICEMBRE 2020

DALL'ANALISI DELLE PIOGGE ALLA PROGETTAZIONE DELLE OPERE

La trattazione tradizionale

Le opere idrauliche si dimensionano probabilisticamente sulla base del concetto cardine di Tempo di Ritorno.

Si definisce Tempo di Ritorno $T(x)$ di una grandezza aleatoria x il tempo medio che intercorre tra il verificarsi di due eventi per i quali il valore x è raggiunto o superato.

Una volta fissato il tempo di ritorno di progetto (che *dovrebbe* discendere da una analisi costi – benefici), si può dimensionare l'opera idraulica calcolando il valore della grandezza di interesse (ad esempio: la portata, il volume, ...).

La valutazione di queste grandezze può essere condotta, in linea di principio, per via diretta (elaborando le registrazioni della grandezza in esame eventualmente disponibili) o in via indiretta, ricorrendo all'analisi probabilistica della pluviometria a scala locale ed analizzando le modalità con cui il bacino di drenaggio risponde alla sollecitazione meteorica.

Metodi diretti e indiretti

La valutazione diretta sarebbe, in linea astratta, preferibile: ma questo approccio richiede la disponibilità delle osservazioni delle serie storiche, che in genere non sono disponibili per:

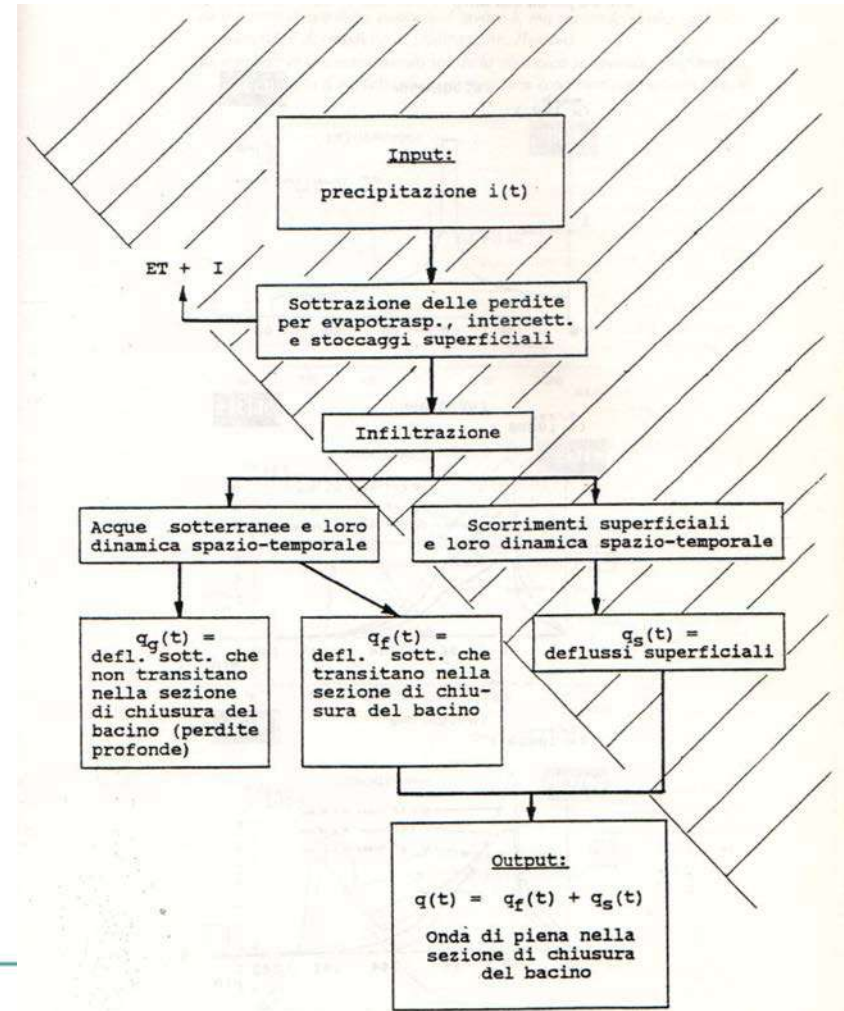
- mancanza di strumenti,
- non esistenza della infrastruttura (casi di progetto),
- modifica delle condizioni territoriali (nuove urbanizzazioni implicano, in genere, un aumento della impermeabilizzazione).

Nella pratica, quindi, la progettazione delle opere idrauliche avviene con metodologie di tipo indiretto, a partire quindi dagli eventi meteorici.

Dagli afflussi ai deflussi

A partire dagli afflussi al bacino (precipitazioni) si calcolano, tramite opportuni modelli, i deflussi, ovvero le grandezze idrauliche che dovranno servire per la progettazione delle opere.

Schema a blocchi generale di un modello di trasformazione afflussi-deflussi. La parte tratteggiata è quella inerente i bacini urbani.



Modelli globali e distribuiti

Modelli globali. Simulano i processi idrologici e idraulici del bacino mediante parametri rappresentativi del suo comportamento medio, calcolando l'onda di piena nella sezione di chiusura in funzione di un'unica precipitazione ragguagliata ed ignorando quindi completamente la variabilità spaziale della stessa. Dunque, procedendo lungo la rete fognaria da monte a valle, per ogni sezione di interesse si considera sempre in blocco l'intero bacino ad essa afferente.

Modelli distribuiti. La simulazione dei fenomeni è effettuata tenendo conto delle variabilità spaziali e temporali del bacino, considerando tutte le grandezze descriventi le entrate, le uscite e le caratteristiche del bacino stesso funzioni dello spazio e del tempo. In questo caso dunque si ha la formazione delle singole onde di piena nei diversi sottobacini e la propagazione delle stesse lungo le diverse aste.

Modelli concettuali e fisicamente basati

Modelli concettuali. Considerano la trasformazione da simulare analoga ad una qualche altra, anche se completamente differente, ma adeguata a fornire una risposta soddisfacente. Tipici modelli concettuali sono quelli ipotizzanti un funzionamento del bacino simile a quello che ha luogo in serbatoi singoli (metodo dell'invaso) o multipli (modello di Nash) o in parallelo, in canali (metodo della corrivazione), o nella successione di serbatoi e canali (modello di Clark).

Modelli fisicamente basati. Cercano di aderire il più possibile alla realtà fisica; tendendo a riprodurre in modo deterministico la dinamica dei singoli processi idrologici ed idraulici con algoritmi derivanti dall'analisi sperimentale dei processi medesimi.

Precipitazioni di progetto

Per ridurre le incertezze di stima e della modellazione, sarebbe opportuno procedere alla valutazione delle opere idrauliche operando sulle serie storiche osservate. Qualunque ietogramma sintetico, infatti, contiene una quantità di informazioni inferiore rispetto a quella che si ha dalle piogge reali. La disponibilità di serie pluviometriche complete risulta, ad oggi, piuttosto infrequente, in particolare per quello che riguarda la completezza e la risoluzione temporale.

Una possibile alternativa potrebbe consistere nella generazione di serie sintetiche di pioggia, in grado di riprodurre adeguatamente le caratteristiche aleatorie di occorrenza, intensità, durata e fluttuazione del fenomeno meteorico. Una volta tarati, questi modelli potrebbero produrre serie storiche di durata pluriennale da inserire come input in appropriati modelli di trasformazione afflussi-deflussi. Anche questa modalità, dal punto di vista operativo, non è ancora sufficientemente sviluppata.

Elaborazioni

Definizione di «evento»

Le registrazioni sono ovviamente in continuo: occorre definire un evento di pioggia che sia separato da un altro. Tradizionalmente si ritiene due eventi siano tra loro indipendenti se separati da un tempo senza pioggia di almeno un'ora.

Elaborazione dei massimi

Per diverse durate di pioggia, si calcolano le massime intensità degli scrosci (cioè le massime altezze di pioggia piovute in quelle durate) in modo da costituire un campione di osservazione, che viene trattato con metodi statistici. In questo modo si arriva ad associare a ciascuna intensità di pioggia (per data durata) una probabilità di superamento, quindi un tempo di ritorno.

Curve di possibilità pluviometrica

Per ciascun tempo di ritorno è possibile pertanto costruire delle curve che legano la durata all'altezza di pioggia attesa.

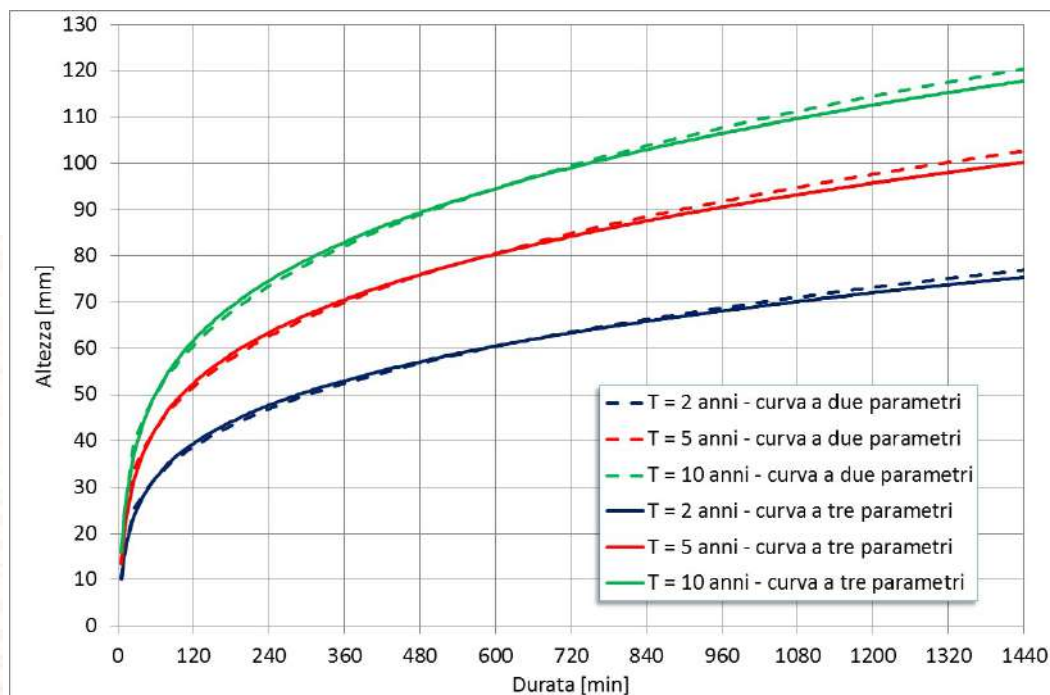
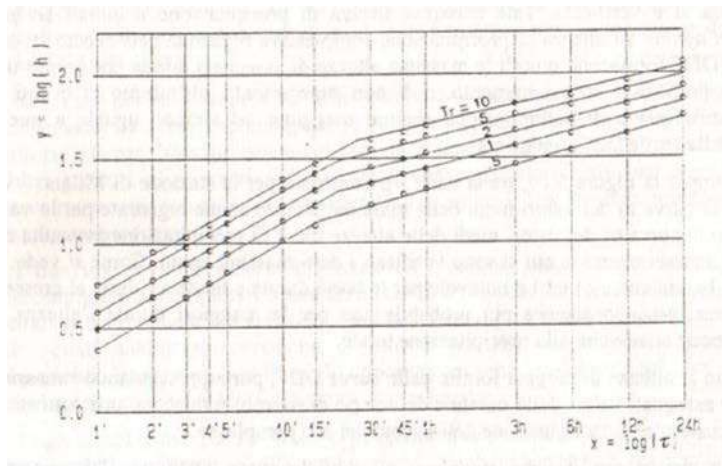
Curve di possibilità pluviometrica

Sono riportate normalmente nella formulazione monomia (a due parametri):

$$h(\vartheta, T) = a(T) \cdot \vartheta^{n(T)} \leftrightarrow i(\vartheta, T) = a(T) \cdot \vartheta^{n(T)-1}$$

oppure a tre parametri:

$$i(\vartheta, T) = \frac{A(T)}{(\vartheta + B(T))^{C(T)}}$$

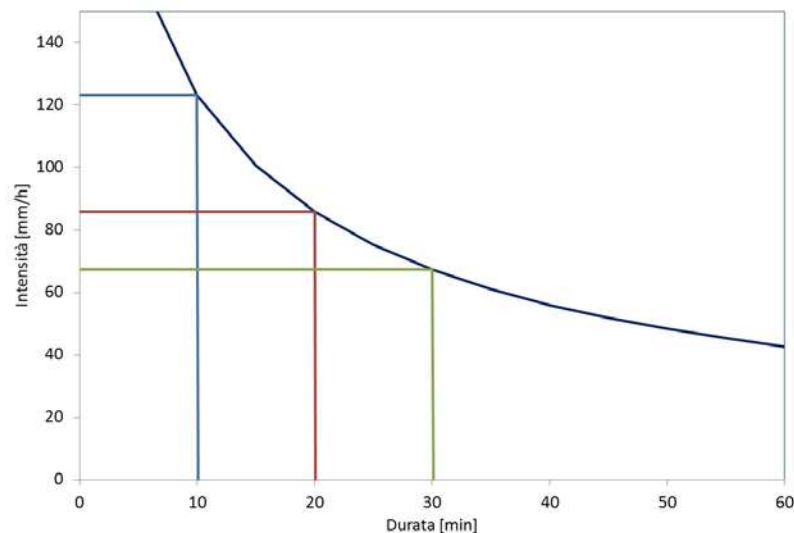


Per Milano le curve monomie cambiano i parametri per una durata di 25 minuti.

La valutazione dello ietogramma sintetico

Una volta trattate statisticamente le serie storiche disponibili, occorre definire un evento sintetico di pioggia (ietogramma) da utilizzare per il dimensionamento dell'opera idraulica in progetto.

Lo ietogramma più semplice, utilizzato soprattutto in passato quando non esistevano le attuali possibilità di calcolo, è quello *uniforme*, ovvero costante per tutta una data durata.



Ietogramma Chicago

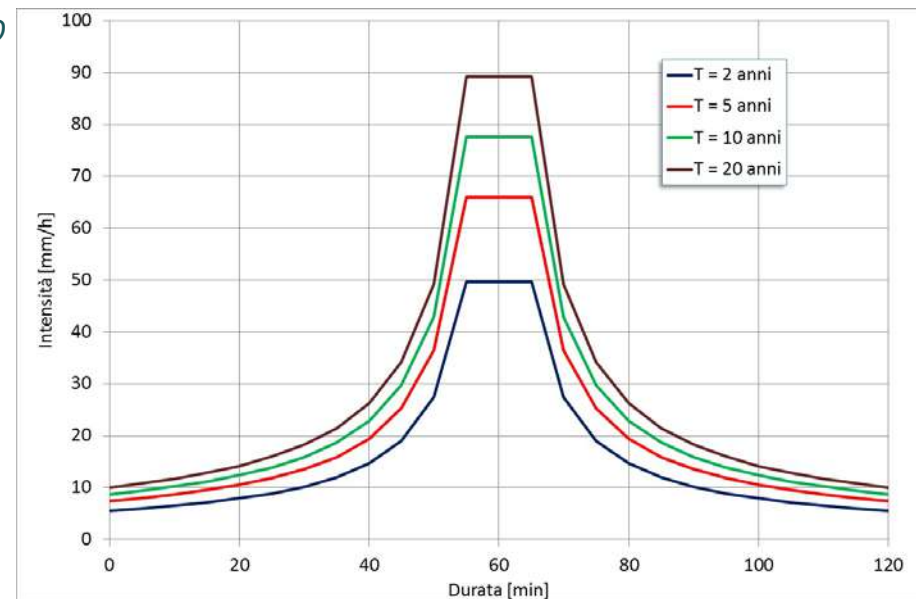
Questo ietogramma è citato, per esempio, anche negli allegati del recente Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7 di «invarianza idraulica».

Gli ietogrammi Chicago hanno la proprietà di essere *critici* per tutte le durate inferiori alla loro base. Il calcolo di questi ietogrammi viene effettuato con le seguenti:

$$i(\vartheta_b) = n \cdot a \cdot \left(\frac{\vartheta_b}{r}\right)^{n-1} \quad \text{prima del picco}$$

$$i(\vartheta_a) = n \cdot a \cdot \left(\frac{\vartheta_a}{1-r}\right)^{n-1} \quad \text{dopo il picco}$$

nelle precedenti si è divisa la durata parziale ϑ nelle due parti ϑ_b e ϑ_a , di cui $\vartheta_b = r \cdot \vartheta$ con $0 < \vartheta < 1$ è la parte precedente il picco e $\vartheta_a = (1-r) \cdot \vartheta$ è la parte che segue il picco medesimo; i parametri a ed n sono delle curve di possibilità pluviometrica, mediando al centro.



Modelli tradizionali e correzioni proposte

La *formula razionale* tradizionale per il metodo cinematico per la progettazione di condotte di drenaggio si scrive come:

$$Q_c(T) = 2.778 \cdot i_c(T, \vartheta) \cdot \varphi \cdot S$$

Nella quale la durata critica si calcola con la:

$$\vartheta = T_e + T_r$$

Con T_e il tempo di ingresso in rete e T_r il tempo di percorrenza della rete in condizioni di massimo riempimento e lungo il percorso idraulicamente più lungo.

Tra la fine degli anni Ottanta e l'inizio degli anni Novanta del secolo scorso, lo sviluppo dei modelli di calcolo ha permesso una migliore calibrazione della formula, che, nella sua semplicità, rimane pienamente utilizzabile per il dimensionamento preliminare quando si ponga:

$$\vartheta = T_e + \frac{T_r}{1.5} \quad \leftarrow$$

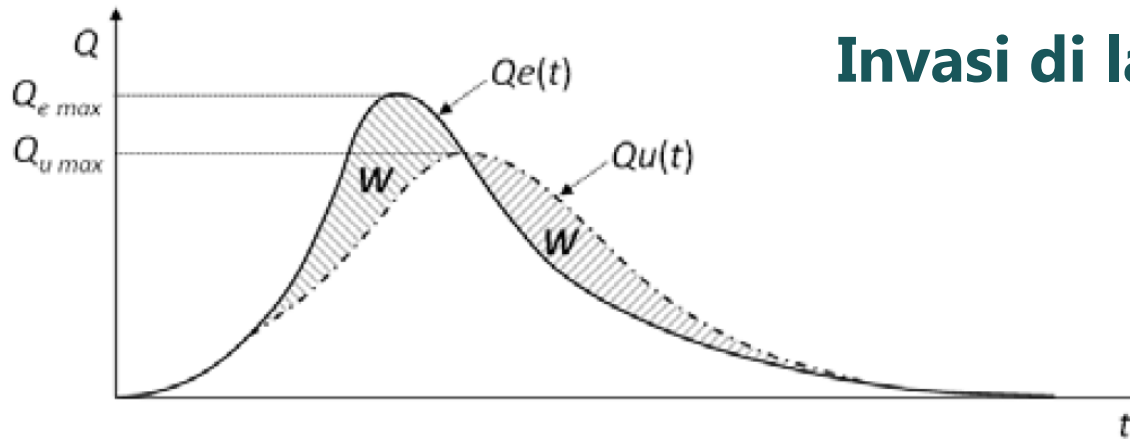
Incertezze e problemi

A parte tutte le incertezze sulla modellistica di trasformazione degli afflussi in deflussi, anche la stessa modellazione delle piogge è soggetta a problemi, antichi e nuovi.

1. Definizione di evento
2. Distribuzione temporale delle piogge
3. Distribuzione spaziale delle piogge
4. Stazionarietà del processo

La recente normativa sulla invarianza idrologica e idraulica in molti casi impone la progettazione di *opere di laminazione* e di *opere di dispersione* delle acque nel sottosuolo.

A titolo di esempio, nel seguito si discute la progettazione di queste tipologie di opere.



Invasi di laminazione

Il processo di laminazione nel tempo t è descritto matematicamente dal seguente sistema di equazioni:

- equazione differenziale di continuità:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt} \quad (1)$$

- legge di efflusso che governa le opere preposte allo scarico dall'invaso o in generale allo svuotamento dell'invaso:

$$Q_u = Q_u[H(t)] \quad (2)$$

- curva d'invaso, esprime il legame geometrico tra il volume invasato ed il battente idrico H nell'invaso:

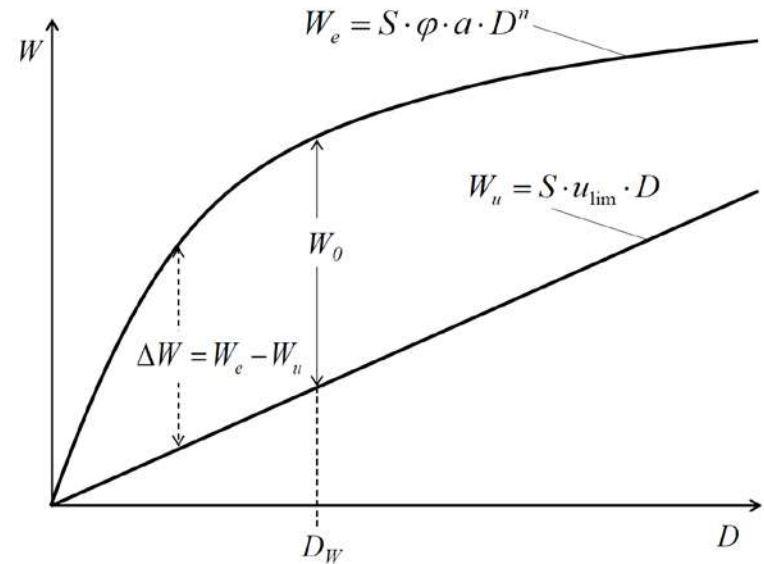
$$W = W[H(t)] \quad (3)$$

Metodo delle sole piogge

Ipotesi:

- Pioggia uniforme
- Coefficiente d'afflusso costante
- Tempo di corrivazione trascurabile
- La portata uscente dalla vasca è costante

Calcolo: viene effettuato calcolando la differenza tra il volume in ingresso alla vasca (dato dalle piogge e quindi derivato dalle curve di possibilità pluviometrica) e il volume in uscita; la durata critica per la vasca si ottiene derivando tale differenza e cercando in questo modo il massimo del volume invasato:



$$D_w = \left(\frac{Q_{u,lim}}{2.78 \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

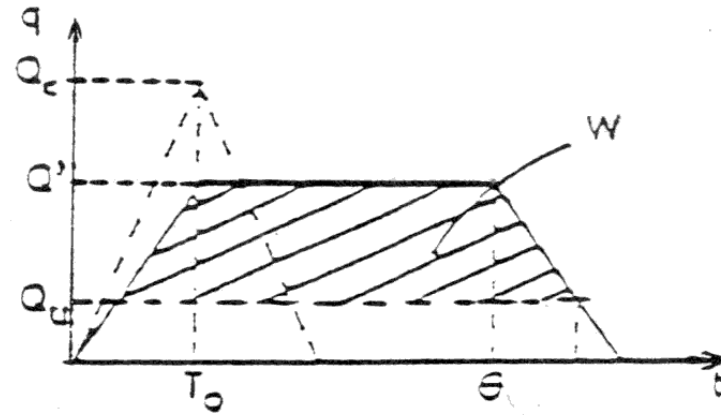
$$W_0 = 10 \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot D_w^n - 3.6 \cdot Q_{u,lim} \cdot D_w$$

| | |
|-------------|---------------------------|
| W_0 | in [m ³] |
| S | in [ha] |
| a | in [mm/ora ⁿ] |
| θ | in [ore] |
| D_w | in [ore] |
| $Q_{u,lim}$ | in [l/s] |

Metodo di corrivazione

Ipotesi:

- Pioggia uniforme
- Coefficiente d'afflusso costante
- La portata uscente dalla vasca Q_u è costante



Il volume d'invaso W è calcolato come differenza tra il volume entrante e quello uscente, quindi:

$$W = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \vartheta^n + \frac{T_0 \cdot Q_u^2 \cdot \vartheta^{n-1}}{\varphi \cdot S \cdot a} - Q_u \cdot \vartheta - Q_u \cdot T_0$$

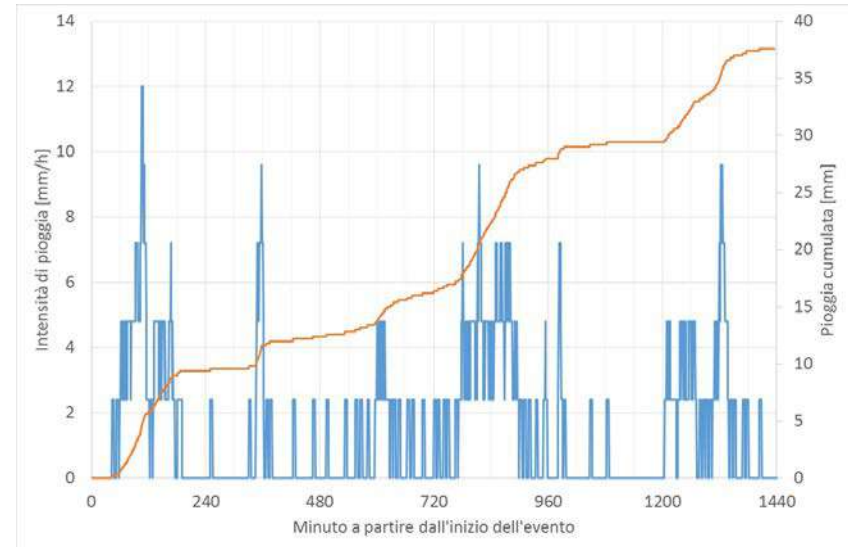
Il massimo volume (critico) si ottiene analiticamente derivando rispetto alla durata e ponendo tale derivata uguale a zero.

Definizione di evento

La definizione di «evento indipendente» come quello separato dal precedente e dal seguente da un tempo secco di almeno un'ora è adeguata quando l'evento di pioggia serve a individuare la criticità di un collettore o di una rete fognaria.

Probabilmente non è adeguata, ad esempio, per vasche di laminazione, per le quali la durata critica è, in generale, maggiore.

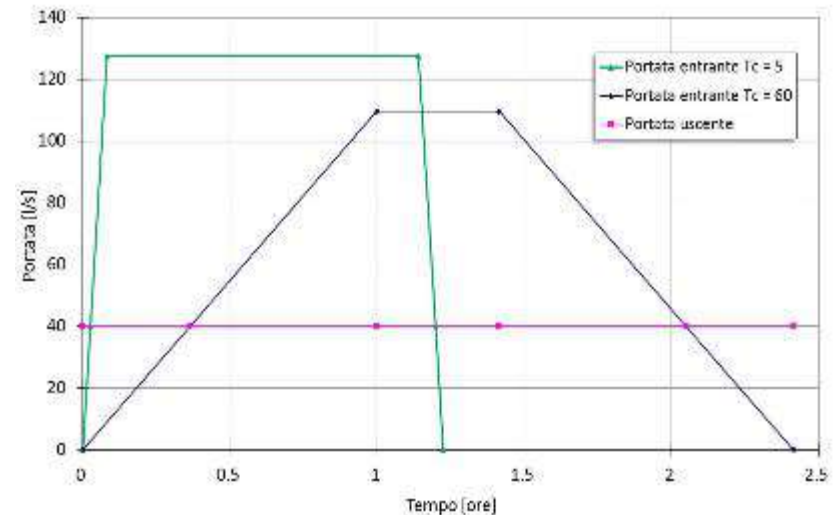
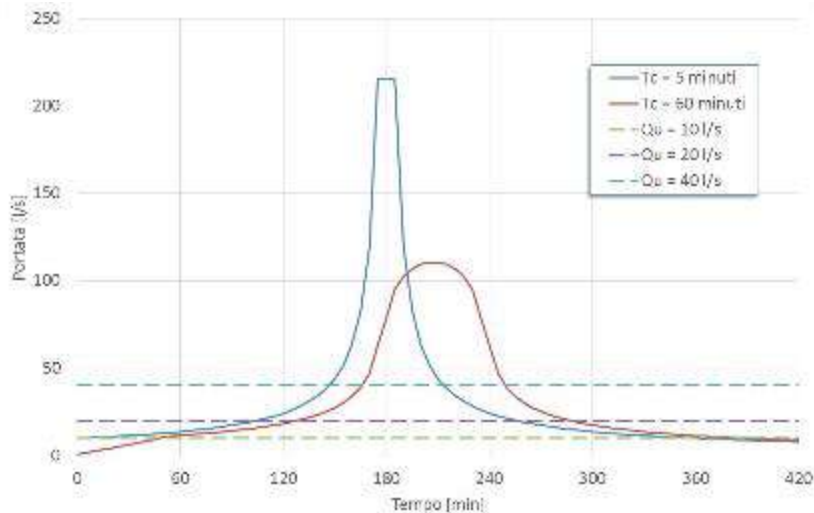
Registrazioni del pluviografo di via Monviso a Milano dalle 21:00 del 9 XI 2014 alle 21:00 del 10 XI 2014



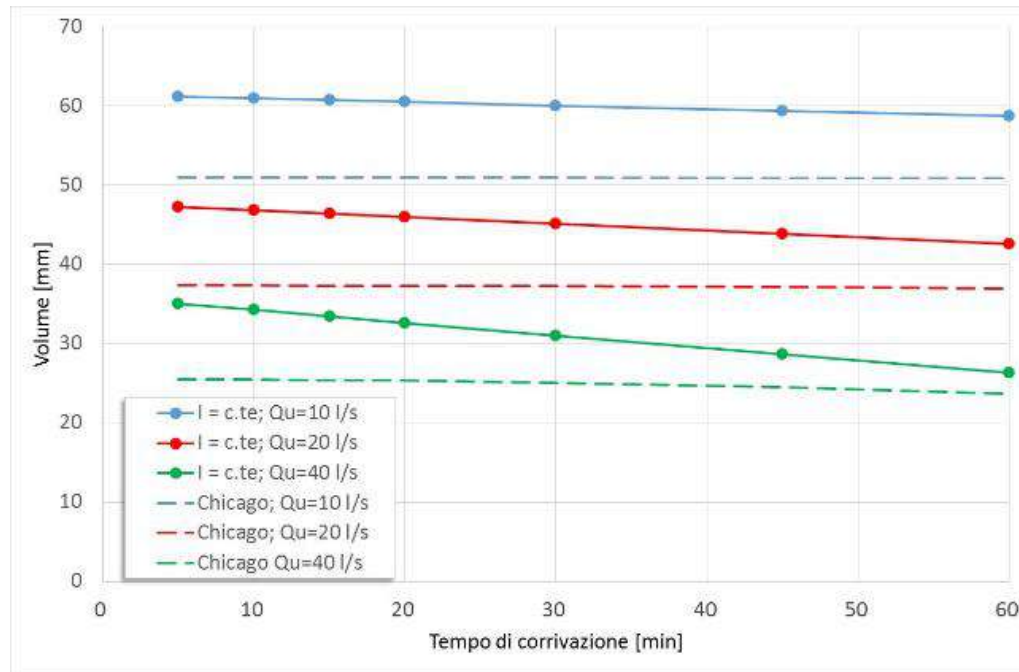
Con tempo di separazione un'ora, si hanno almeno tre eventi distinti. Tra un evento e l'altro la vasca non riesce però a svuotarsi, e quindi si dovrebbe considerare, ai fini del suo dimensionamento, come un unico evento.

Distribuzione temporale delle piogge

Come riportato sopra, lo ietogramma Chicago è frequentemente preferito in quanto «critico» per tutte le durate inferiori al tempo della propria base. Ma risulta critico, ancora una volta, in termini di portate al colmo. Quando si considerino ancora le vasche di laminazione, la distribuzione temporale delle piogge che porti ad un dimensionamento corretto è da valutare.

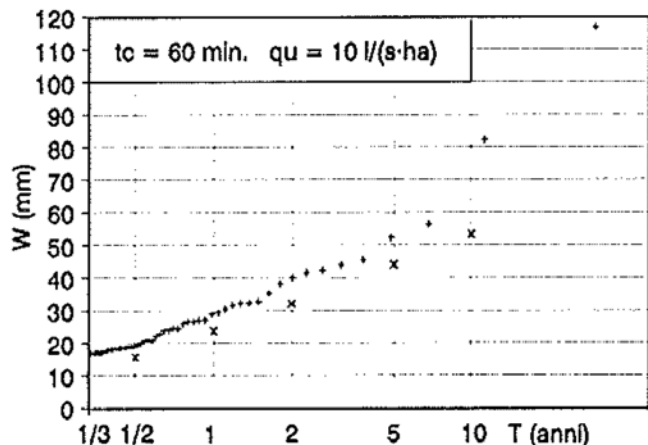


Risultati dei due metodi

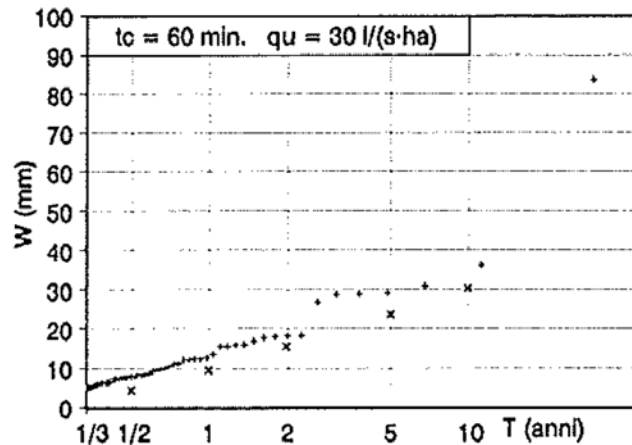


Sembra, pertanto, più cautelativo l'uso di ietogrammi costanti.

Sottostime degli ietogrammi costanti

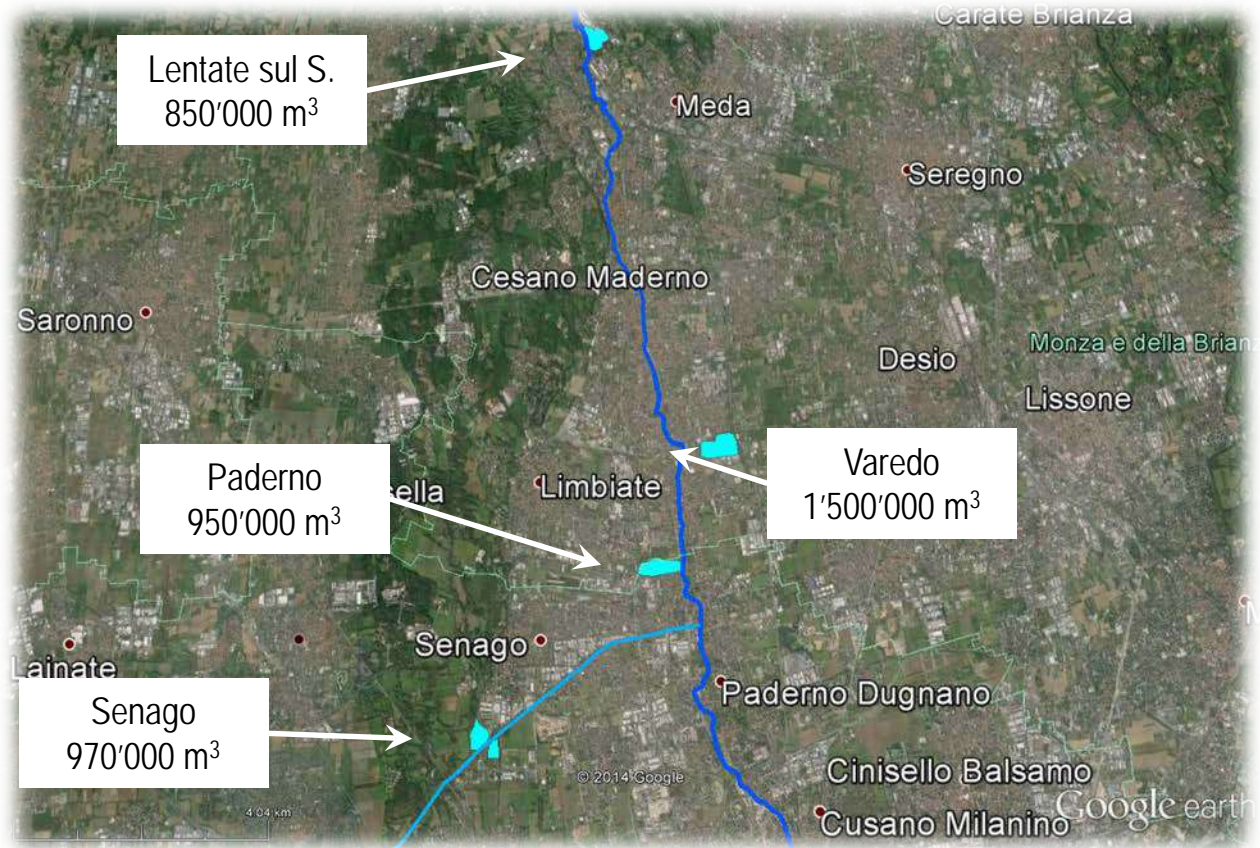


+ eventi reali



x eventi sintetici

Già in letteratura non nuova [Paoletti, Mignosa, Mambretti, 1992] si trova che gli ietogrammi costanti producono sottostime (circa 20%) del volume delle vasche quando si confrontino con lunghe serie storiche di pioggia.



Il dimensionamento o la verifica di un sistema complesso di invasi deve essere effettuato con modelli di simulazione distribuiti, ed in ogni caso occorre affrontare molteplici difficoltà, non ultima la distribuzione spaziale delle piogge e dei diversi parametri idrologici.

Distribuzione spaziale delle piogge

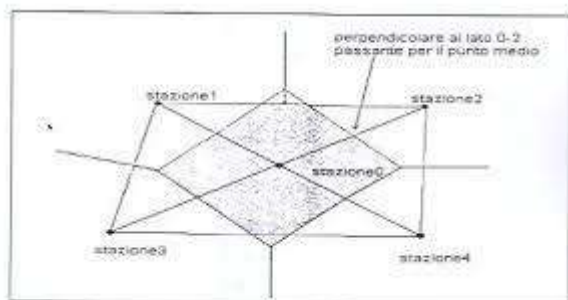
Se la pioggia registrata corrisponde a quella relativa al centro di scroscio, non è da attendersi che la medesima intensità si ritrovi anche per aree molto ampie.

Già in letteratura si trovano pertanto metodi per la suddivisione delle aree di influenza dei pluviometri e metodi per «ragguagliare» le piogge all'area.

Massari (1910), nell'ambito degli studi per il progetto della fognatura di Milano.

Columbo (1960), indagine sul territorio milanese. I valori proposti si dovrebbero utilizzare congiuntamente a una curva segnalatrice di possibilità climatica ricavata dai massimi annuali selezionati tra quelli di più stazioni vicine (così da potersi ritenere osservati ogni volta nel centro di scroscio).

Coefficiente di riduzione delle altezze di pioggia, in funzione della durata e dell'area (Columbo, 1960)

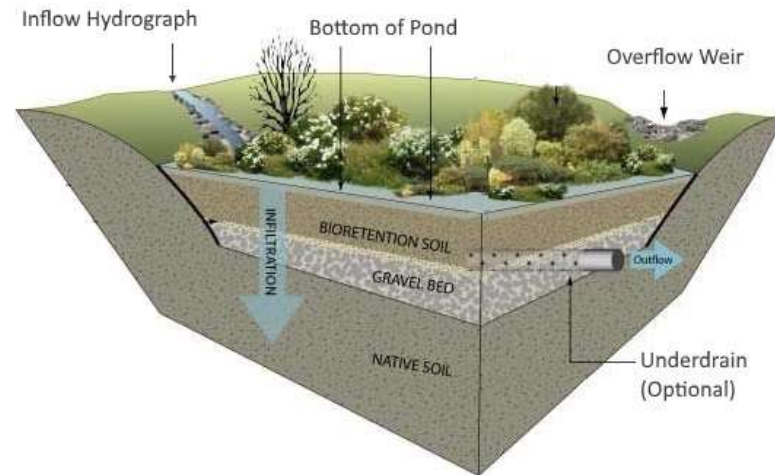
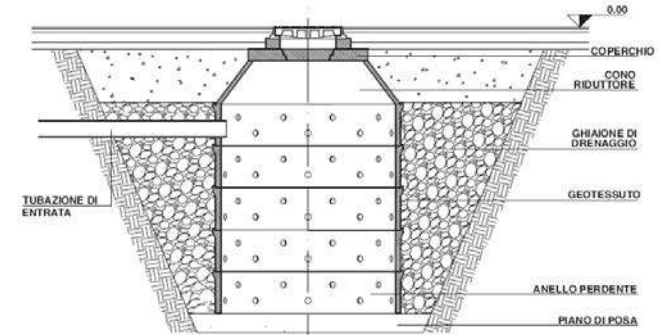


Metodo dei topoieti.

| Durata [h] | Area [ha] | | | | | | | | |
|---------------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 100 | 300 | 500 | 1000 | 1500 | 2000 | 3000 | 4000 | 5000 |
| 0,25 | 0,968 | 0,917 | 0,884 | 0,835 | 0,804 | 0,782 | 0,750 | 0,722 | 0,685 |
| 0,50 | 0,970 | 0,919 | 0,888 | 0,840 | 0,813 | 0,791 | 0,759 | 0,733 | 0,704 |
| 0,75 | 0,972 | 0,925 | 0,890 | 0,844 | 0,818 | 0,798 | 0,767 | 0,740 | 0,714 |
| 1 | 0,973 | 0,922 | 0,892 | 0,846 | 0,821 | 0,803 | 0,772 | 0,746 | 0,721 |
| 2 | 0,974 | 0,924 | 0,894 | 0,850 | 0,827 | 0,811 | 0,783 | 0,757 | 0,732 |
| 3 | 0,974 | 0,926 | 0,896 | 0,853 | 0,831 | 0,815 | 0,789 | 0,765 | 0,741 |
| 4 | 0,974 | 0,928 | 0,898 | 0,857 | 0,835 | 0,821 | 0,796 | 0,773 | 0,750 |
| 6 | 0,974 | 0,930 | 0,902 | 0,863 | 0,843 | 0,831 | 0,808 | 0,788 | 0,757 |
| 12 | 0,976 | 0,941 | 0,916 | 0,884 | 0,868 | 0,858 | 0,844 | 0,830 | 0,816 |
| 24 | 0,982 | 0,961 | 0,944 | 0,923 | 0,916 | 0,906 | 0,900 | 0,894 | 0,886 |

Dispersione nel terreno

- ❑ Trincee, pozzi, condotti disperdenti
- ❑ Rain gardens
- ❑ Pavimenti permeabili
- ❑ Bacini di infiltrazione



Calcolo dei pozzi perdenti

In letteratura sono disponibili numerosissime metodologie di calcolo, tra le più note ed utilizzate, che saranno analizzate nel seguito, sono:

- Dupuit
- Cornwell
- Sieker
- Linea guida ATV-DVWK-A 138
- Green e Ampt (integrazione delle equazioni condotta da Riva M., Mambretti S., Chaynikov S., Ackerer P., Fasunwon O., Guadagnini A., 2013)

Esempio di applicazione

Anche in questo caso, per verificare la coerenza delle formule della letteratura, si sono applicate ad un caso pratico, nel quale si ha:

- terreno con permeabilità $5 \cdot 10^{-4}$ m/s
- pozzo di diametro 2.0 m, circondato da uno strato di ghiaia per di 0.5 m – per cui si può considerare un diametro efficace di 3.0 m
- altezza 2.0 m

Applicando le metodologie indicate, si stima la portata che può essere dispersa dal pozzo.

La formula di Dupuit discende direttamente dalla legge di Darcy; è stata studiata per i pozzi di emungimento, il che comporta un livello di falda statico ed uno dinamico in fase di pompaggio: livelli che in questo caso non sono misurabili. Ed è esattamente quest'ultimo parametro, il raggio di influenza, che è critico in questa metodologia e la cui variazione, anche minima, comporta grandi cambiamenti nel valore stimato della portata. Nel caso di esempio si è utilizzata la formula proposta da Da Deppo e Datei, ottenendo, per il caso di cui si tratta, una portata pari a 17.9 l/s.

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot K \cdot \frac{H^2}{\ln \frac{r_A}{r_p}} \quad r_A = 3.828 \cdot r_p \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{H}{r_p}} - 1 \right)$$

Si osserva comunque che una sovrastima del 10% di questo valore comporta una sottostima del 17.6% del valore della portata; in altri termini, se il valore del raggio di influenza fosse pari a 2.73 m, la portata effluente dal pozzo risulterebbe pari a 21.0 l/s. Il metodo, pertanto, non appare particolarmente robusto per quanto riguarda la stima delle portate effluenti dai pozzi perdenti, pur avendo una propria validità scientifica.

La formula di Cornwell stima la portata con la:

$$Q = C \cdot K \cdot r_p \cdot H \quad C = 2 \cdot \pi \cdot \frac{H/r_p}{\ln(H/r_p)}$$

Per il caso del pozzo trattato risulta $C=29.12$ e $Q=43.7$ l/s. Questa formulazione presenta il grosso vantaggio di non dipendere da parametri che possono essere stimati a sentimento dal progettista e pare ragionevolmente robusta sulla soluzione ottenuta.

La formula di Sieker deve la sua diffusione, si può pensare, grazie alla sua semplicità, per cui:

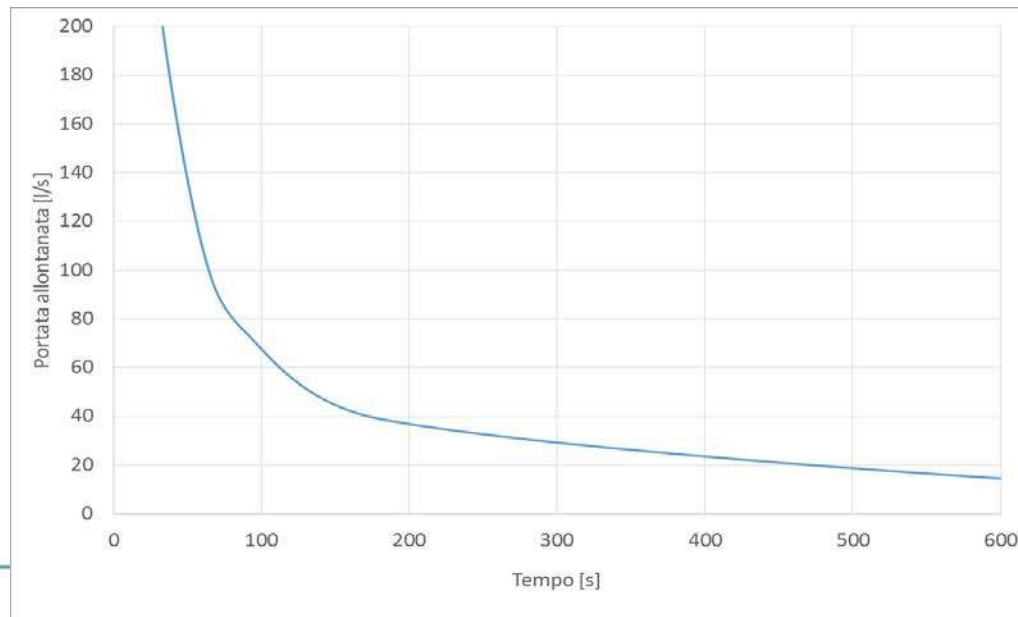
$$Q = \frac{K}{2} \cdot \frac{L + h_w}{L + h_w/2} \cdot A_f$$

nella quale h_w è l'altezza dell'acqua nel pozzo, mentre L è la distanza dal fondo del pozzo al livello nella falda. Qui si ha un problema: se si ipotizza che la falda sia molto vicino al fondo del pozzo, la portata smaltibile risulta maggiore rispetto a quella che si avrebbe se la falda fosse invece molto profonda. La portata che risulta allontanabile varia da circa 10 l/s per falda molto alta a circa 5 l/s per falda molto profonda.

La linea guida ATV-DVWK-A 138 considera un andamento variabile nel tempo della portata allontanabile. L'espressione, avendo invertito opportunamente i termini, risulta:

$$Q = \left(\frac{\pi \cdot d_i^2}{4 \cdot \vartheta \cdot f_s} + \frac{\pi \cdot d_a \cdot K}{4} \right) \cdot z - \frac{\pi \cdot d_a^2}{4} \cdot \frac{K}{2}$$

essendo ϑ la durata della pioggia, f_s il fattore di sicurezza, d_i il diametro interno dei pozzi e d_a il diametro esterno, compresa la corona circolare. Per il caso dell'esempio l'andamento previsto è come segue:



Riva et al. [2013] hanno recentemente trovato una soluzione analitica per il calcolo dei pozzi perdenti, in funzione delle curve di possibilità pluviometrica ed ipotizzando uno ietogramma Chicago, basato sulla formulazione di Green e Ampt [1911] che, nonostante la sua semplicità, consente di ottenere risultati che si confrontano relativamente bene e in modo soddisfacente con quelli che si possono ottenere sulla base di modelli più complessi.

Non è possibile riportare qui la formulazione analitica completa dell'efflusso (dal fondo e dalle pareti laterali); il risultato, anche in questo caso variabile con la durata della pioggia, è come segue:

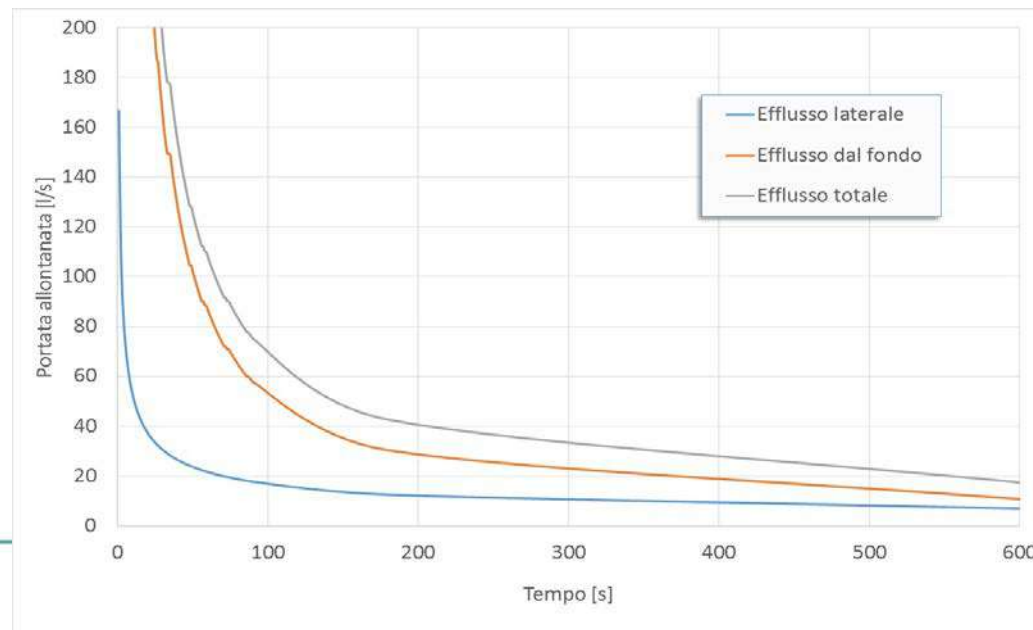
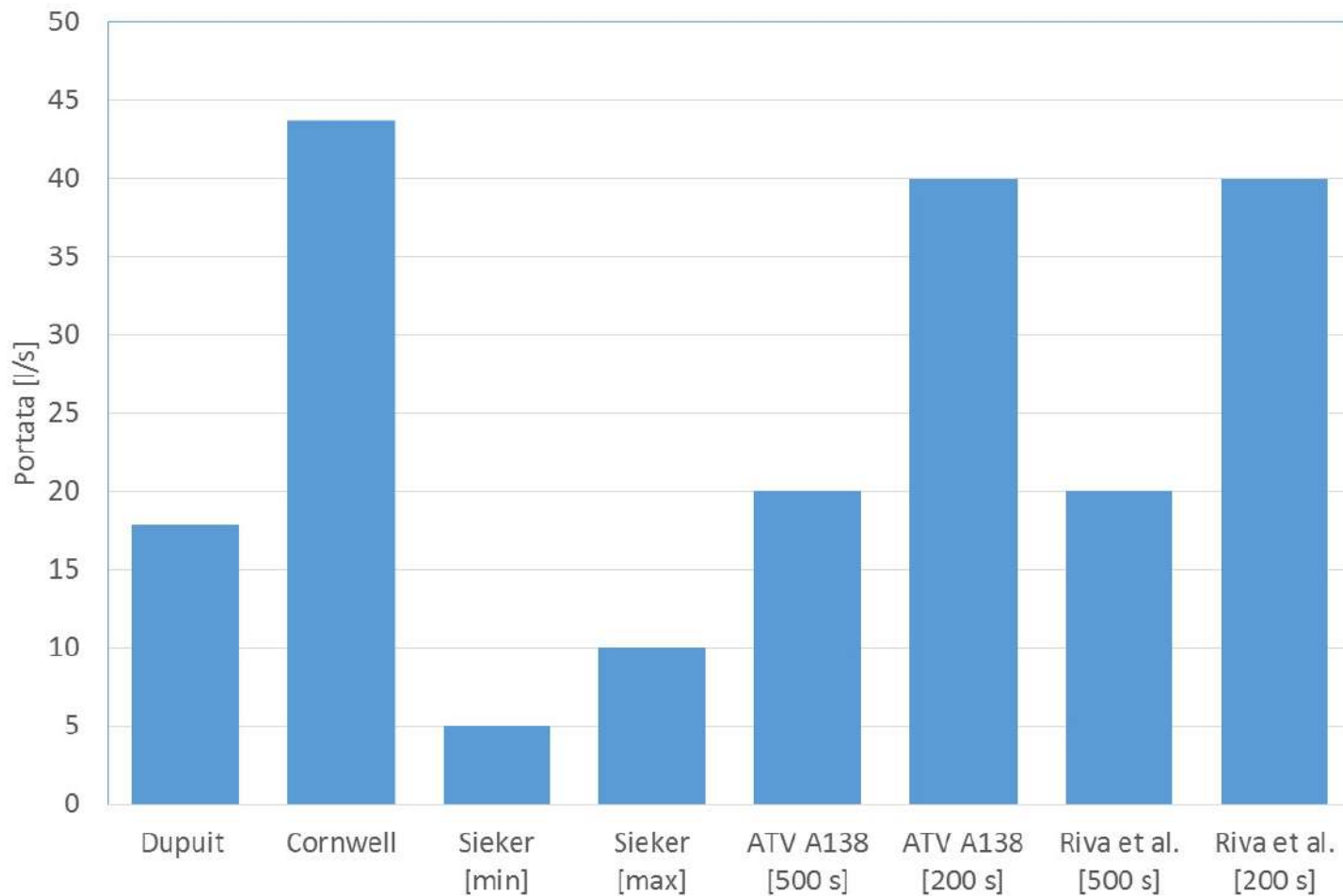


Grafico riassuntivo



Conclusioni

Non esistono soluzioni o metodologie che vanno bene sempre.

In questa presentazione si sono presi in considerazione solo alcune delle necessità che sono riscontrabili in fase di progettazione idraulica delle opere, evidenziando come lo sviluppo della modellistica sia in costante evoluzione e come, in ogni caso, sia necessario per il progettista comprendere ipotesi e limiti delle metodologie che si possono utilizzare.

Contatti

Prof. Ing. Stefano Mambretti, PhD



POLITECNICO
MILANO 1863

DIPARTIMENTO DI
INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE

Email: stefano.mambretti@polimi.it

Mobile: 347.7352491