

ANALISI CRITICA DEI METODI DI STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Salvatore Grimaldi^{1,2}, Andrea Petroselli¹, Fernando Nardi^{1,2}, Flavia Tauro³

- (1) Dipartimento GEMINI, Università degli Studi della Tuscia, via S. Camillo de Lellis snc, Viterbo 01100, e-mail: salvatore.grimaldi@unitus.it, petro@unitus.it, fernando.nardi@unitus.it
- (2) Honors Center of Italian Universities (H2CU), University of Rome La Sapienza, via Eudossiana 18, Rome 00184, Italy.
- (3) Dynamical Systems Laboratory, Department of Mechanical and Aerospace Engineering, Polytechnic Institute of New York University, Six MetroTech Center, Brooklyn, NY 11201, flaviatauro@gmail.com

SOMMARIO

In questa memoria si presenta un'analisi empirica della stima del tempo di corrivazione al fine di evidenziare la significativa incertezza della sua determinazione. Le molteplici procedure di stima e definizioni presenti in letteratura sono applicate ad un bacino idrografico per sottolineare come i risultati mostrino una variabilità che ne può pregiudicare un adeguato utilizzo. Tale parametro, nonostante sia oramai anacronistico, riveste ancora un ruolo predominante nella modellazione idrologica in uso in ambito professionale e talvolta scientifico. Il caso di studio proposto vuole evidenziare tale lacuna mostrando come i diversi metodi forniscono valori che si differenziano anche del 600%.

1 INTRODUZIONE

La definizione dell'onda di piena di progetto con assegnato tempo di ritorno è uno degli obiettivi più importanti e comuni delle analisi idrologiche per le molteplici applicazioni che da essa derivano. Gli studi idrologici sviluppati in ambito professionale, le linee guida di numerose istituzioni (e.g. specifiche tecniche dei piani di assetto idrogeologici) ed i testi classici di idrologia (*Chow et al.*, 1988; *Seybert*, 2006) fanno riferimento per la sua definizione, principalmente nel caso di bacini idrografici non strumentati, al tempo di corrivazione (T_c).

Tale parametro, nonostante il suo ampio utilizzo, presenta numerose incertezze nella definizione e nelle procedure di stima.

Già il suo enunciato si presenta controverso visto che ne sono disponibili diverse versioni "operative" e "concettuali". Di seguito si riportano infatti le 6 definizioni operative presenti in letteratura, applicate quando si dispone di eventi osservati di precipitazione-portata, (*McCuen*, 2009):

- 1) tempo che intercorre dalla fine del tempo di pioggia netta al tempo in cui si verifica l'inflessione della curva di esaurimento del deflusso totale;
- 2) tempo che intercorre dal centro di massa della pioggia netta al centro di massa del deflusso superficiale (tale definizione coincide con quella del "tempo di lag" nonostante ci sia una differenza teorica marcata tra i due parametri);
- 3) tempo che intercorre dalla massima intensità di precipitazione al picco del deflusso totale;
- 4) tempo che intercorre dal centro di massa della pioggia netta al picco del deflusso superficiale;
- 5) tempo che intercorre dal centro di massa della pioggia netta al picco del deflusso totale;
- 6) tempo che intercorre dall'inizio del deflusso lordo al tempo di picco dello stesso;

e le due versioni concettuali:

- a) il tempo che impiega una goccia d'acqua a raggiungere la sezione di chiusura del bacino dal punto idraulicamente più lontano dello stesso;
- b) il tempo che intercorre dalla fine della pioggia netta alla fine del deflusso netto.

Si comprende chiaramente come sia difficile fornire una metodologia empirica utile per la stima di tale parametro quando è presente una significativa incertezza già nella sua definizione.

A rendere più complesso lo studio di tale grandezza è l'assenza di misure dirette. Gli unici tentativi (*Pilgrim, 1975; Calkins & Dunne, 1970; Holecek & Vogel, 1965*), sviluppati con traccianti radioattivi e chimici sono risultati molto interessanti, ma limitati nello spazio e nel tempo e quindi non hanno contribuito in maniera esaustiva a fare chiarezza.

Gli approcci empirici più conosciuti per stimare tale parametro sono la formula di *Giandotti (1934)*, la formula di *Kirpich (1940)* e la formula NRCS (National Research Conservation Service, *Mockus, 1961* lavoro non-pubblicato; *Folmar et al., 2007*). Nonostante tali formule siano le più applicate è poco chiaro, se non oscuro, come siano state determinate. E' noto che siano desunte da eventi osservati precipitazione-portata utilizzando la definizione "1)" precedentemente enunciata ma non è chiaro su quali e quanti eventi di piena.

La scelta degli eventi in particolare assume un'importanza rilevante visto che sussiste una dipendenza tra il picco di portata ed il tempo di corrivazione. Infatti solo per eventi con elevato tempo di ritorno si possono verificare le condizioni di bacino semi-lineare (*Bocchiola et al., 2003*) per cui il tempo di risposta è approssimativamente invariante con l'intensità di precipitazione. Di conseguenza nel caso fossero stati presi in considerazione, per i bacini analizzati, gli unici eventi disponibili è probabile che le formule presentino sovrastime del parametro studiato.

Oltre tali formule empiriche e molte altre presenti in letteratura (*Wong, 2005*), un approccio alternativo, più promettente dal punto di vista concettuale ed applicativo, è quello proposto dal NRCS. Esso è basato sulla stima delle velocità di deflusso nei percorsi di drenaggio seguendo la definizione concettuale classica "a)" precedentemente enunciata. Tale approccio, seppur più fisicamente basato, presenta numerose incertezze dovute sia alla scelta e all'implementazione della formula di velocità da utilizzare sia alla definizione dei percorsi di drenaggio. Anche in questo caso i valori ottenuti presentano variabilità significative (*McCuen, 2009; Pavlovic & Moglen, 2008; Fang et*

al., 2007; Fang et al., 2008).

Nel presente lavoro per ulteriormente verificare l'affidabilità e la marcata incertezza nella determinazione di tale parametro sono presentati i risultati dell'applicazione di alcuni metodi di stima per un caso di studio. Sono considerate sia la procedura di base di estrazione del tempo di corrivazione direttamente dagli eventi osservati sia le formule empiriche più utilizzate sia il metodo NRCS delle velocità.

Nel paragrafo 2 viene quindi descritto il caso di studio in esame, nel paragrafo 3 sono riassunte le procedure utilizzate mentre nel paragrafo 4 sono presentati e commentati i risultati ottenuti.

2 DESCRIZIONE DEL CASO DI STUDIO

Per l'analisi in esame si è scelto un bacino di dimensioni limitate, in modo che sia più verosimile l'ipotesi di semi-linearità, e per il quale fosse disponibile un numero sufficiente di eventi osservati di precipitazione-portata con intensità variabile.

Il bacino selezionato è un sottobacino del Trinity River Basin (Texas, U.S.A.), sotteso dalla stazione North Creek - Jacksboro (lat. $33^{\circ}16'57''$; long. $98^{\circ}17'53''$), con un'area di pertinenza di circa 58.96 Km^2 . Il modello digitale del terreno (DEM) e gli altri dati ancillari (tra cui l'uso del suolo) sono disponibili sul portale *USGS - The National Map Seamless Server*. Tale bacino idrografico è stato oggetto di studio nell'ambito del progetto 'Synthesis of Rainfall and Runoff Data Used for Texas Department of Transportation Research Projects 0-4193 and 0-4194' che l'USGS ha svolto in collaborazione con il Texas Department of Transportation (Asquith et al., 2004). Tale bacino è stato classificato come appartenente alla categoria 'small ruralsheds database', in quanto caratterizzato da ridotta attività antropica, e per esso sono stati registrati 58 eventi precipitazione-portata, dal 1959 al 1979, di cui 11 sono stati selezionati nel presente lavoro.

Le quote del bacino variano da un minimo di 312 m fino ad un massimo di 440 m, con una pendenza media del 5.2 %.

In figura 1 è mostrato il DEM (risoluzione 30 m) mentre in tabella 1 sono riassunti i valori dei principali parametri morfometrici del bacino. In tabella 2 sono invece riportate le caratteristiche degli eventi osservati.

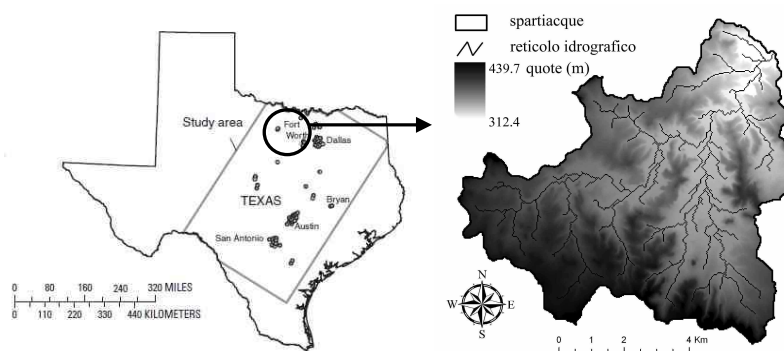


Figura 1. DEM del Trinity River Basin, North Creek - Jacksboro.

area (Km ²)	58.96
quota minima (m)	312.4
quota massima (m)	439.7
quota media (m)	373.5
pendenza massima (%)	43.9
pendenza media (%)	5.2
lunghezza asta principale (Km)	18.02
distanza massima spartiacque - outlet (Km)	18.47
ordine massimo del bacino (-)	6

Tabella 1: Caratteristiche morfometriche del bacino oggetto di studio

numero evento	data	ALC	DLC	β	DNC	Q _{max} lorda	Q _{max} netta
(-)	(mm-gg-aa)	(mm)	(mm)	(-)	(mm)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
1	10-03-1959	214.4	72.1	0.998	56.4	214.3	197.2
2	06-09-1962	108.7	58.9	0.996	44.1	234.8	220.9
3	09-07-1962	34.0	12.4	0.996	8.5	31.7	27.9
4	04-28-1963	28.4	13.7	0.995	8.1	98.5	88.5
5	05-29-1964	114.8	22.8	0.997	16.8	48.6	45.8
6	11-18-1964	30.2	11.3	0.995	7.7	48.2	44.0
7	05-29-1967	63.5	13.8	0.998	10.5	34.3	32.0
8	04-30-1970	40.6	23.8	0.994	14.7	99.7	89.8
9	05-11-1972	89.7	28.0	0.993	13.8	118.1	109.7
10	10-30-1974	69.9	25.9	0.994	11.2	58.8	57.7
11	03-26-1977	87.4	21.0	0.993	7.3	36.3	30.5

Tabella 2: Caratteristiche degli eventi precipitazione-portata registrati: ALC: afflusso lordo cumulato; DLC: deflusso lordo cumulato; β : filtro ricorsivo per la depurazione delle portate; DNC: deflusso netto cumulato.

3 METODOLOGIE PER LA STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Per stimare T_c nel bacino in esame sono state applicate 3 procedure differenti:

- stima diretta sugli eventi osservati;
- stima con formule empiriche;
- stima con il metodo NRCS delle velocità di deflusso.

3.1 Stima di T_c sugli eventi osservati

Si è seguita la definizione “1)” enunciata nel paragrafo 1 essendo questa la più comunemente utilizzata.

Il primo elemento di incertezza è la depurazione delle perdite e l'identificazione del deflusso superficiale. Per ridurre le scelte soggettive che ulteriormente possono introdurre aleatorietà nella stima, si è applicato il seguente filtro ricorsivo per la definizione del deflusso superficiale (Lyne & Hollick, 1979; Nathan & McMahon, 1990):

$$Q_d(t) = \beta Q_d(t-1) + \frac{1+\beta}{2} [Q(t) - Q(t-1)] \quad (1)$$

dove $Q(t)$ e $Q(t-1)$ rappresentano la portata lorda al tempo t e al tempo $t-1$, $Q_d(t)$ e $Q_d(t-1)$ rappresentano la portata netta al tempo t e al tempo $t-1$ (all'istante iniziale la portata netta è assunta nulla) e β rappresenta il parametro del filtro (i cui valori utilizzati, riportati in Tabella 2, sono stati scelti in modo da identificare al meglio il punto di inflessione della curva di esaurimento del deflusso totale). Il filtro è stato applicato sui dati di portata lorda per 3 volte (avanti-indietro-avanti) in modo da minimizzare le distorsioni di fase sulla portata di picco come indicato da Nathan & McMahon (1990).

Nota il volume netto superficiale defluito si è provveduto alla depurazione delle piogge utilizzando il metodo SCS-CN (USDA, 1986; Chow et al., 1988), adottando un Curve Number (CN) tale che il volume di pioggia netta sia pari al volume netto defluito.

Nonostante la procedura scelta non sia la più raffinata si è considerata nella presente analisi essendo quella che potenzialmente sarebbe utilizzata dall'analista comune.

3.2 Formule empiriche per la stima di T_c

Si riportano di seguito le formule empiriche per la stima di T_c a scala di bacino utilizzate nel presente lavoro:

- Johnstone & Cross (1949)

$$T_c = 300 \sqrt{\frac{L}{S}} \quad (2)$$

dove T_c rappresenta il tempo di corrivazione (minuti), L la massima distanza (miglia) tra lo spartiacque e la sezione di chiusura e S la pendenza del bacino (piedi per miglio). La formula è stata sviluppata per bacini con area compresa tra 64 e 4200 Km².

- California Culvert Practice (1995)

$$T_c = 60 \cdot (11.9L^3 / H)^{0.385} \quad (3)$$

dove T_c rappresenta il tempo di corrivazione (minuti), L la massima distanza (miglia) tra lo spartiacque e la sezione di chiusura e H la differenza massima di quota (piedi) tra lo spartiacque e la sezione di chiusura. La formula è stata sviluppata per piccoli bacini montani in California.

- NRCS-SCS, 1997

$$T_c = 0.0526 \cdot [(1000/CN) - 9] L^{0.8} S^{-0.5} \quad (4)$$

dove T_c rappresenta il tempo di corrivazione (minuti), L la massima distanza (piedi) tra lo spartiacque e la sezione di chiusura, CN il Curve Number del bacino (adimensionale) e S la pendenza media percentuale del bacino. La formula è stata sviluppata per piccoli bacini rurali.

- *Giandotti, 1934*

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}} \quad (5)$$

dove T_c rappresenta il tempo di corrivazione (ore), A la superficie del bacino (Km^2), L la lunghezza dell'asta principale (Km) e H la differenza tra la quota media del bacino e la quota della sezione di chiusura (m). La formula è stata sviluppata per bacini con area compresa tra 170 e 70.000 Km^2 .

- *Kirpich, 1940*

$$T_c = 0.0078L^{0.77} S^{-0.385} \quad (6)$$

dove T_c rappresenta il tempo di corrivazione (minuti), L la lunghezza dell'asta principale (piedi) e S la pendenza media del bacino. La formula è stata sviluppata per piccoli bacini in Tennessee e Pennsylvania.

- *Viparelli, 1961, 1963*

$$T_c = L/(60 * V) \quad (7)$$

dove T_c rappresenta il tempo di corrivazione (minuti), L la massima distanza (m) tra lo spartiacque e la sezione di chiusura e V la velocità media di deflusso all'interno dei canali, con valori suggeriti dall'autore compresi tra 1 e 1.5 m/s. Il valore di V utilizzato nel presente lavoro è di 1.5 m/s.

3.3 Metodo NRCS delle velocità di deflusso

Tale metodo, partendo dalla definizione classica concettuale "a" enunciata nel paragrafo 1, consiste nel definire il reticolo di drenaggio sul DEM del bacino in esame ipotizzando e quantificando la velocità di deflusso assunta nel percorso idraulicamente più lontano dalla sezione di chiusura. Una cella del modello digitale del terreno ricadente nel bacino studiato può classificarsi come cella versante o come cella canale, a seconda della quantità di area che drena a monte. La tipologia di moto ipotizzata nelle due categorie di celle si schematizza rispettivamente con le formule

$$v = a\sqrt{S} \quad (8)$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{S} \quad (9)$$

In entrambe le equazioni v rappresenta la velocità del deflusso sulla singola cella del DEM, S la pendenza (adimensionale) della singola cella, a un coefficiente funzione dell'uso del suolo (Haan *et al.*, 1994; McCuen, 1998), n il coefficiente di scabrezza di Manning e R il raggio idraulico. Si nota come la (8) tenda a sovrastimare la velocità quando $S > 0.04$, per cui per tale condizione ad S si sostituisce il seguente termine S' :

$$S' = 0.05247 + 0.06363 \cdot S - 0.182 \cdot e^{-62.38S} \quad (10)$$

Il metodo NRCS comunemente applicato prevede alcune ipotesi sulla forma geometrica del canale per definire il raggio idraulico presente nella (9). Solitamente ci si riferisce ad ortofoto per avere una larghezza media del reticolo idrografico, si ipotizza una forma di sezione triangolare o trapezoidale e si definiscono pendenza e scabrezze medie. Note le velocità cella per cella (limitate artificialmente entro un range fisicamente accettabile, qui fissato in 0.02-2 m/s) e conoscendo le direzioni di deflusso è immediato ricavare la mappa dei tempi di residenza del bacino, il cui massimo per definizione rappresenta il tempo di corrivazione.

Nonostante tale approccio si possa considerare tra i più validi risultano particolarmente critiche ed aleatorie:

- le numerose ipotesi per l'applicazione della formula di *Manning* nei tratti di canale, soprattutto nella definizione della geometria del canale. In un interessante contributo (Fang *et al.*, 2007) tale procedura è stata sviluppata da tre distinti gruppi di ricerca contemporaneamente e si è potuto constatare come le scelte soggettive possano produrre delle differenze, in media sui bacini utilizzati, pari a circa il 50% e con dei picchi di circa il 90%.

- la definizione del reticolo di drenaggio tramite estrazione automatica da DEM. Tale procedura è dimostrato che comporti già delle significative differenze a seconda del metodo utilizzato (Nardi *et al.*, 2008; Petroselli *et al.*, 2008). Nel caso specifico assume rilievo importante la scelta della risoluzione del DEM da cui estrarre il reticolo. Nel contributo Pavlovic & Moglen (2008) si dimostra come al variare della risoluzione si ottengano rilevanti variazioni di T_c .

- L'applicazione della definizione concettuale "a)", considerando un solo punto idraulicamente più lontano. Tale unicità si ritiene possa essere causa ulteriore di incertezze qui non investigata.

Nel presente lavoro si vuole verificare il secondo punto senza però considerare le ipotesi geometriche per l'applicazione della (9) ma assumendo, per semplicità, una velocità di canale costante pari a 2 m/s.

Proprio al fine di mostrare quanto l'accuratezza del DEM incida sul valore del tempo di corrivazione il DEM originale è stato ricampionato dai 30 m iniziali di cella fino a 5, 10 e 20 m. Per ogni DEM ricampionato si sono calcolati nuovamente i reticoli idrografici, le pendenze, le mappe di velocità sui versanti, e infine si è calcolato il tempo di corrivazione del bacino in funzione della risoluzione del DEM.

4 RISULTATI

I valori di T_c stimati direttamente dagli eventi osservati, con la procedura descritta

nel paragrafo 3.1, sono rappresentati in figura 2 in funzione della portata netta di picco dell'evento ad esso associato.

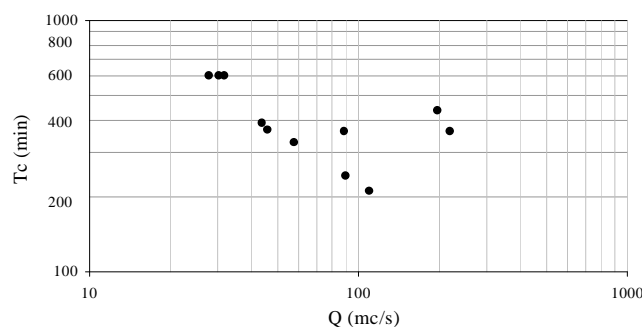


Figura 2. Tempi di corrivazione calcolati secondo il paragrafo 3.1 in funzione della portata netta di picco. Assi in scala logaritmica.

Si può notare, ad eccezione di due eventi (eventi multipli di difficile interpretazione), l'atteso andamento per cui al crescere della portata di picco si verifica una diminuzione del tempo di corrivazione. Di conseguenza, in teoria, il valore di T_c da utilizzarsi per applicazioni idrologiche con elevato tempo di ritorno dovrebbe essere pari al valore di convergenza. Si può notare che se si disponesse solo di una parte degli eventi il T_c stimato potrebbe variare anche del 300%.

I valori ottenuti dalle formule empiriche descritte nel paragrafo 3.2 sono riportati in tabella 3. Si nota come la variabilità dei valori sia notevole ed un'applicazione "cieca" di tale formule possa comportare variabilità dell'ordine del 400%.

Johnstone & Cross	California Culvert Practice	NRCS – SCS	Giandotti	Kirpich	Viparelli
201	248	536	554	117	205

Tabella 3: Tempi di corrivazione (minuti) calcolati secondo le formule empiriche descritte nel paragrafo 3.2

I valori ottenuti con il metodo NRCS sono riportati in tabella 4. Si conferma che al variare della risoluzione del DEM utilizzata per la definizione del reticolo idrografico si hanno variazioni del T_c stimato, analogamente a *Pavlovic & Moglen (2008)*.

Risoluzione del DEM (m)	5	10	20	30
Tempo di corrivazione (minuti)	303	299	243	236

Tabella 4: Tempi di corrivazione (minuti) calcolati secondo il paragrafo 3.3

In figura 3 sono infine riportati tutti i valori di T_c ottenuti con le varie metodologie descritte per il bacino in esame per offrire una visione d'insieme della forte variabilità presente.

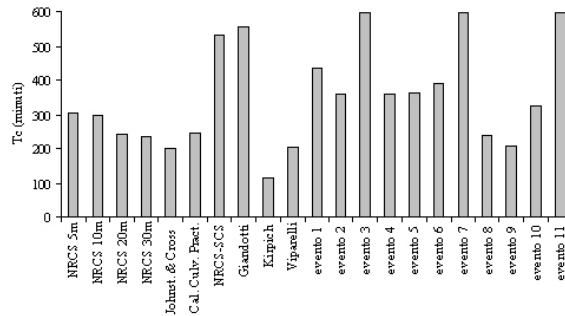


Figura 3. Insieme di tutti i valori di T_c calcolati nel caso di studio proposto.

Si può notare che per questo caso di studio la formula di Giandotti si scosta del 100% rispetto ai valori forniti da altre metodologie.

5 CONCLUSIONI

In questo contributo è descritta un’analisi empirica della variabilità della stima del tempo di corrivazione utilizzando le metodologie più comuni presenti in letteratura. La stima eseguita direttamente su eventi osservati, l’utilizzo di formule empiriche ed il metodo NRCS delle velocità di deflusso sono applicate su un sottobacino del Trinity River Basin (Texas, U.S.A.).

I risultati confermano l’elevata incertezza nella stima di tale parametro. Ciò era certamente già noto, ma forse trascurato, non tanto dalla comunità scientifica ma dal mondo professionale ed istituzionale. Con questa breve memoria si è voluto evidenziare come tale parametro possa influenzare modellazioni più evolute come, ad esempio, nel caso della procedura della mappatura del rischio idraulico. In tale ambito infatti, nonostante le innovazioni tecnologiche abbiano favorito una repentina evoluzione dei modelli applicati (DEM Lidar alla risoluzione di un metro, applicazione di modelli idraulici bidimensionali, ecc.) il tempo di corrivazione riveste un ruolo importante per la definizione dell’onda di progetto rischiando di vanificare i “moderni” risultati di “valle”. Da qui l’analisi critica per stimolare l’utilizzo di procedure alternative che riducano il ruolo di tale parametro almeno nella definizione dell’onda di progetto.

BIBLIOGRAFIA

- Asquith W.H., Thompson D.B., Cleveland T.G., Fang X.. Synthesis of Rainfall and Runoff Data Used for Texas Department of Transportation Research Projects 0–4193 and 0–4194, U.S. Geological Survey, Open File Rep. No 2004-1035, Austin, Texas, 2004.
- Calkins D., Dunne T. A salt tracing method for measuring channel velocities in small mountain streams. *Journal of Hydrology*, 11(4): pp. 379-392, 1970.
- California Culvert Practice, 2nd Edition, Department of Public Works, Division of Highways, Sacramento, 1955
- Chow V.T., Maidment D.R., Mays L.W. Applied Hydrology. McGraw-Hill Civil Engineering

- Series, 1988.
- Fang X., Thompson D.B., Cleveland T.G. Pradhan P. Variations of time of concentration estimates using NRCS velocity method. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 133(4): pp. 314-322, 2007.
- Fang X., Thompson D.B., Cleveland T.G. Pradhan P., Malla R.. Time of concentration estimated using watershed parameters determined by automated and manual methods. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 134(2): pp. 202-211, 2008.
- Folmar N.D., Miller A.C., Woodward D.E. History and development of the NRCS lag time equation. *Journal of the American Water Resources Association*, 43(3): pp. 829-838, 2007.
- Giandotti M. Previsione delle piene e delle magre dei corsi d'acqua. *Istituto Poligrafico dello Stato*, 8: pp. 107-117, 1934.
- Haan, C.T., Barfield, B.J., Hays, J.C.. Design Hydrology and Sedimentology for Small Catchments, Academic Press, New York, 1994
- Holecek J., Vocel J. Measurement of time of travel in the volynka experimental basin. In IAHS, editor, Representative and Experimental Areas. Symposium of/de Budapest (28-9 1-110 1965), 1965.
- Jonhstone D., Cross W.P., Elements of Applied Hydrology, Ronald Press, New York, 1949.
- Kirpich Z.P., Time of concentration of small Agricultural Watersheds, *Civil Engineering*, Vol. 10, No. 6, p. 362, 1940.
- Leopold, L.B., T. Maddock, Jr., The hydraulic geometry of stream channels and some geomorphologic implications. *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.*, 252, 56. 1953.
- Lyne V, Hollick M. Stochastic time-variable rainfall-runoff modelling. Institute of Engineers Australia National Conference. Publ. 79/10, pp. 89-93, 1979.
- McCuen, R.H.. Hydrologic Design and Analysis; Prentice Hall, New Jersey, 1998.
- McCuen R.H. Uncertainty analyses of watershed time parameters. *Journal of Hydrologic Engineering*, 14(5): pp. 490-498, 2009.
- Nardi, F., Grimaldi, S., Santini, M., Petroselli, A., Ubertini, L. Hydrogeomorphic properties of simulated drainage patterns using DEMs: the flat area issue, *Hydrological Science Journal*, 53(6), pp. 1176-1193, December 2008.
- Nathan R.J., McMahon T.A. Evaluation of automated techniques for baseflow and recession analysis. *Water Resources Research*. 26(7): pp 1465-1473, 1990.
- NRCS, Ponds-Planning, Design, Construction. Agriculture Handbook No 590. U.S. Natural Resources Conservation Service, Washington D.C., 1997
- Pavlovic S.B., Moglen G.E. Discretization issues in travel time calculation. *Journal of Hydrologic Engineering*, 13(2): pp. 71-79, 2008.
- Petroselli A., Nardi F., Santini M., Grimaldi S., Ubertini L.. Confronto tra alcuni metodi per l'estrazione del reticolo idrografico da DEM affetti da aree piane, *L'Acqua*, pp. 35-45, 5/2008.
- Pilgrim D. H. Travel times and nonlinearity of flood runoff from tracer measurements on a small watershed. *Water Resources Research*, 12: pp. 487-496, 1975.
- Roussel M.C., Thompson D.B., Fang X., Cleveland T.G., Garcia C.A., Timing parameter estimation for applicable Texas watersheds, Submitted to Texas Department of Transportation, Research Report 0-4696-2, 2005.
- Seybert T. A.. Stormwater Management for Land Development: Methods and Calculations for Quality Control. John Wiley & Sons, New York, 2006.
- USDA-SCS, Urban hydrology for small watersheds. Technical release 55. Washington, DC., 1986.
- USGS - The National Map Seamless Server, <http://seamless.usgs.gov/>
- Viparelli C.. Ricostruzione dell'idrogramma di piena. Stab. Tip. Genovese, Napoli, Pubblicazione n. 12 dell'Istituto di Idraulica dell'Università di Palermo, 1961
- Viparelli C.. Ricostruzione dell'idrogramma di piena. *L'Energia Elettrica*, 6: pp. 421-428, 1963
- Wong T. S. W. Assessment of time of concentration formulas for overland flow. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 131(4): pp. 383-387, 2005.