

Dispense di **COSTRUZIONI IDRAULICHE**

redatte dal

prof. Ing. Ignazio Mantica

17-10-1946 † 04-08-1995

il materiale presente in questo file viene riportato così come lasciato da Ignazio Mantica alla data della sua scomparsa, pertanto può risultare incompleto.

Questo materiale viene pubblicato nella speranza che il frutto di anni di lavoro svolto con passione ed impegno non vada perso e possa essere ancora utile a quanti lo vorranno.

Siete liberi di usare i testi e le immagini presenti in questo documento come meglio credete, vi chiediamo soltanto di citarne la fonte.

- GRAZIE -

Universita degli Studi di Ancona
Istituto di Idraulica

prof.ing. Ignazio MANTICA

Lezioni di:
COSTRUZIONI IDRAULICHE

CAP VI
LE FOGNATURE URBANE

N.B. La presente stesura é incompleta in quanto non tratta:

- a) **Gli ietogrammi di progetto**
- b) **Le opere d'arte delle reti fognarie**
- c) **La disposizione planoaltimetrica della rete fognaria**

Per quanto riguarda i punti a) e b) sii rimanda rispettivamente agli articoli di C.Cao "Sulle possibilità applicative degli ietogrammi di progetto" e di R. Quignones "Modellistica delle opere d'arte nei sistemi di drenaggio" compresi nel volume IDROLOGIA URBANA, a cura di Calomino e Veltri, ed BIOS, Cosenza, per il punto c) ai testi classici di fognatura : Nanni, Di Fidio, Ippolito, ecc...

**appunti tratti dalle lezioni tenute per il corso di Ingegneria
Sanitaria ed Ambientale nell' A.A. 1991/92**

INDICE DEL CAPITOLO

1	Generalità, cenni storici realizzazioni attuali, tendenze.....	4
1.1	Generalità.....	4
1.2	Cenni storici.....	5
1.3	Realizzazioni attuali.....	8
1.3.1	Disposizioni delle reti.....	10
1.3.2	Le reti semplici.....	10
1.3.3	Le reti multiple.....	11
1.4	Tendenze.....	11
2	Dimensionamento delle fognature fecali.....	12
2.1	Generalità.....	12
2.2	Metodi per la valutazione delle portate nere.....	14
2.2.1	Considerazioni sulla contemporaneità d'uso.....	15
3	Dimensionamento delle fognature pluviali.....	24
3.1	Generalità.....	24
3.2	Metodo della corrivazione (Metodo Razionale, metodo degli ingegneri tedeschi).....	26
3.2.1	Il coefficiente di riduzione delle piogge.....	28
3.2.1.1	Il coefficiente di infiltrazione.....	29
3.2.1.2	Il coefficiente di ritardo-Precisazione sul tempo di corrivazione.....	37
3.2.1.3	Il coefficiente di ritenuta.....	40
3.2.1.4	Il coefficiente di uniformità.....	41
3.2.1.5	Moderni metodi per la stima di j.....	42
3.2.2	L' intensità di precipitazione.....	44
3.2.3	Correzione dei parametri a ed n in funzione del ragguaglio alla superficie del bacino.....	54
3.2.4	Considerazioni e scelta del tempo di ritorno.....	55
3.3	Metodo dell' invaso.....	56
3.3.1	La metodologia del Fantoli.....	56
3.3.1.1	valutazione di qe.....	57
3.3.1.2	valutazione della legge $v=v(t)$	58
3.3.2	Il metodo del Puppini.....	63
3.3.4	Il metodo del De Martino.....	69
3.4	Metodo del Caquot.....	73
4.	Idraulica delle condotte fognarie.....	78
4.1	I valori limiti accettabili per la velocità.....	87
4.2	Critiche alla verifica basata sulle formule del moto uniforme.....	89
5	Modelli di sistemi di drenaggio urbano.....	91
5.1	Sottomodelli di Input.....	93
5.1.1	Modelli del singolo evento e modelli di simulazione continua.....	93
5.1.2	Modelli a input differenziato o uniforme nello spazio.....	94
5.1.3	Ietogrammi reali e sintetici.....	94
5.2	Sottomodelli di depurazione (piogge depurate dalle perdite).....	95
5.2.1	Sottomodelli di infiltrazione.....	95
5.2.2	Sottomodelli relativi al trattenimento da parte delle depressioni superficiali.....	98
5.3	Sottomodelli di scorrimento superficiali.....	99
5.3.1	Sottomodelli fisicamente basati " Idraulici".....	100
5.3.2	Sottomodelli concettuali.....	102
5.4	Sottomodelli di propagazione nei collettori.....	102
5.3.2	Sottomodelli idraulici cioè fisicamente basati.....	104
5.3.2.1	Sottomodelli idraulici per moto a superficie libera.....	104
5.3.2.2	Sottomodelli idraulici per moto in pressione.....	107
5.3.2.3	Condizioni ai nodi.....	109
5.3.3	Sottomodelli idrologici.....	109
6	Metodi probabilistici.....	126
6.1	Considerazione quantitative sulla variabilità delle grandezze in gioco.....	131
6.1.1	Variabilità dell' area drenata.....	132
6.1.2	Coefficiente di riduzione delle piogge e sua variabilità.....	133

6. 1 .3	Variabilita' dell' intensità di precipitazione	136
6. 1 .4	Stima di s_a e s_n	138
6. 1 .5	Stima di t_c e di s_{t_c}	138
5. 1 .6	Variabilita' del diametro	140
6. 1 .7	Variabilita' della scabrezza	142
6. 1 .8	Variabilita' della pendenza.....	142
6. 1 .9	Considerazioni sulla affidabilità del modello per il calcolo della portata entrante h_s	143
6. 1 .10	Considerazioni sulla affidabilità del modello per il calcolo della portata trasportabile h_r	144
6. 2.	Applicazione del metodo probabilistico.....	144
6. 3	Confronto tra metodo probabilistico e metodo tradizionale, metodo semiprobabilistico	146
6. 1 .4	Stima di σ_a e σ_n	134
6. 1 .5	Stima di t_c e di σ_{t_c}	134
5. 1 .6	Variabilita' del diametro	136
6. 1 .7	Variabilita' della scabrezza	138
6. 1 .8	Variabilita' della pendenza.....	139
6. 1 .9	Considerazioni sulla affidabilità del modello per il calcolo della portata entrante η_s	139
6. 1 .10	Considerazioni sulla affidabilità del modello per il calcolo della portata trasportabile η_r	140
6. 2.	Applicazione del metodo probabilistico.....	140
6. 3	Confronto tra metodo probabilistico e metodo tradizionale, metodo semiprobabilistico	142

1 Generalita, cenni storici realizzazioni attuali, tendenze

1.1 Generalita

Con il termine fogna il dizionario della lingua italiana del Tommaseo (1865) intende " Condotta sotterraneo per raccogliere e smaltire gli scoli delle terre ed in generale qualunque umidore soverchio e nocivo alle piante coltivate" e lo stesso autore indica quale origine etimologia della parola il latino profundus anziché il greco Σιφών.

Significati analoghi ha, secondo il Tommaseo il termine fognatura. Indubbiamente oggi tale significato é ampiamente superato, infatti l'allontanamento delle acque dai terreni agricoli viene, a seconda dei casi, indicato con drenaggio o con bonifica ed il termine fognatura é usato esclusivamente per indicare il mezzo di allontanamento delle acque usate e/o indesiderate, dei liquidi indesiderati, e dei solidi con essi trasportabili tramite apposite condotte.

Sensibilmente più aderenti alla attualità sono le definizioni del Lessico della lingua Italiana (Enciclopedia Treccani- 1971) dove :

- con **fogna** si indica il canale sotterraneo per la raccolta e l'eliminazione delle acque nocive e di rifiuto (solo come secondo significato e specificatamente indicato come non comune é quello indicato dal Tommaseo);
- e, con **fognatura** l'insieme delle canalizzazioni e delle opere varie che servono per allontanare da una data area le acque nocive, sia meteoriche che di rifiuto.

Le dispense di Fognatura, opera dei proff. Calenda e Margaritora, in uso presso la Facoltà di Ingegneria dell' Università di Roma indicano col nome di fognatura urbana il complesso delle opere che servono per raccogliere le acque di rifiuto domestiche, quelle delle altre utenze urbane e le acque di rifiuto industriali e condurle ad una destinazione finale (scarico o recipiente).

Non si può che concordare con questa ultima definizione, indubbiamente più attuale e più tecnica anche se andranno fatte, nel seguito, talune precisazioni.

Sinonimi di fognatura sono i termini cloaca dal greco κλυζω (lavare pulire), chiavica (da clavica, tardo latino, stesso etimo di cloaca) e drenaggio, quest'ultimo in una accezione generale.

In lingua inglese i termini di fogna e fognatura hanno le seguenti traduzioni:

sewer e sewerage (altri dettagli si vedranno nel seguito)

mentre, in lingua francese si avrà :

égout e réseau d'assainissement.

Mentre é indubbio che nel passato remoto non esisteva distinguo tra tipo di fognatura a seconda della provenienza del liquido da trasportare, oggi si suole distinguere tra:

- fognatura urbana

e

- fognatura industriale.

Nell' ambito delle prime sussiste la seguente differenziazione:

- **fognatura mista** (o fognatura unitaria), quella che trasporta sia acque di provenienza meteorica che acque domestiche usate e liquami fecali;
- **fognatura nera** (o fognatura fecale), che trasporta esclusivamente acque di origine domestica, usate e liquami fecali;
- **fognatura bianca** (o fognatura meteorica), che trasporta acque di origine meteorica.

Allorquando non si ha una fognatura unitaria il sistema fognario viene detto a reti separate e si parla anche di **fognature separate**

E' il caso di mettere ancora in evidenza che può sussistere un sistema fognario che fonde alcuni elementi caratteristici dell' uno e dell'altro dei sistemi sopra visti, esso é detto a **separatore**

Trattasi, in tal caso di una rete separata dove, prima dello scarico, una parte delle acque pluviali, quella così detta di "prima pioggia", cioè quella che ha scolato dapprima su tetti e strade (lavandoli e caricandosi di sostanze inquinanti),viene immessa nella fognatura nera in modo da essere inviata al depuratore.

Le acque oltre la prima pioggia vengono, invece, direttamente scaricate.

Sui vantaggi e svantaggi dell' uno o dell' altro metodo e sui relativi accorgimenti costruttivi si tornerà nel seguito.

1.2 Cenni storici

Le fognature sono tra le più antiche opere idrauliche, legate alla necessità dell' Uomo di allontanare dal proprio *ambiente confinato*¹ le acque già usate e quindi luride e cariche di escrementi umani ed animali . Quindi, l'uso dell' acqua come elemento vettore per l'allontanamento dell' indesiderato².

Sebbene esistono esempi anche precedenti, si hanno notizie di fognature già nella civiltà Assiro-Babilonese (dal 2000 al 612 a.c.) nonché in Grecia ed in Asia minore, i maggiori e più importanti esempi di fognatura antiche sono quelli romani. Ad onor del vero é da attribuire ad influenze etrusche le prime importanti opere d'ingegneria dell' antica Roma (e quindi anche le fogne) infatti esse risalgono alla seconda parte del periodo monarchico, quando erano già al potere i Tarquini, di chiara stirpe etrusca.

L'esempio più importante rimastoci é la così detta cloaca massima la cui realizzazione ebbe appunto inizio sotto Tarquinio Prisco, realizzata in muratura a secco in grossi blocchi di pietra gabina o di tufo con spessori che raggiungevano i 4 metri.

Il fondo era in basalto sistemato a selciato; la volta, nei tratti più antichi, di tufo o di peperino mentre, in quelli più recenti, di travertino o di scaglie di selce a secco.

Alla foce sul Tevere, nei pressi dell' attuale ponte palatino (il ponte immediatamente a valle dell' isola tiberina) ,le dimensioni libere della sezione (speco) sono di 3.30 m (di larghezza) per 4.50 m di altezza, nel tratto iniziale esse rispettivamente si riducono a 2.12 m per 2.70 m .

L'importanza della costruzione delle cloaca per i romani deve essere stata tale che, addirittura, nei pressi della foce venne eretto il tempio ed il sacello di Venere cloacina di cui tuttora esiste la fondazione (N.B. la cloaca massima é, sebbene più volte oggetto (e già da tempi remoti: Silla, Agrippa) di lavori di ampliamento, tuttora in esercizio).

Le fogne che confluivano nella cloaca massima, in genere più recenti (periodo repubblicano od imperiale) hanno speco di dimensioni 0,60 m per 1,20 m . tali fogne secondarie sono, le più antiche, in tufo e quelle più recenti in muratura di mattoni.

I Romani costruirono fogne non solo a Roma, dove oltre la cloaca massima, e relative diramazioni, esistono anche altri sistemi fognari, indipendenti, con propria foce sul Tevere, ma in tutto l'impero.

Con la caduta dell' impero non solo non vennero costruite nuove fogne ma spesso neppure mantenute quelle già esistenti, tant'è che una grossa

¹Il termine di **ambiente confinato**, proprio dell' ingegneria sanitaria vuol indicare quella parte di ambiente che riguarda da vicino gli insediamenti umani.

²per un certo periodo di tempo (XIX secolo) a Parigi era invalso l'uso di usare le acque di fogna come elemento vettore della immondizia, si suole indicare tala prassi con il termine di "tout à l'égout"

fogna (4 metri di larghezza per 3 di altezza) fatta costruire da Agrippa, nel campo marzio, fu rinvenuta solo nel 16° secolo.

Solo molto più tardi e cioè solo nel 17° secolo, a causa della forte urbanizzazione di talune città, quali Parigi (e le grandi capitali in genere) fu sentito nuovamente il bisogno di fognare le città.

In tale periodo, a Parigi furono rivestiti con muratura e coperti con volte, alcuni canali scavati per lo scolo delle acque.

Già intorno alla metà del 17° secolo, circa 1/4 della rete dei canali di Parigi era divenuta "fognatura". Da tale epoca si susseguì un continuo di costruzioni di fogne.

A Parigi seguì Londra, inizio del 19° secolo, con spechi le cui pareti laterali, dapprima verticali si andarono inclinando sino a raccordarsi, man mano, con la copertura a volta secondo la caratteristica sezione ovoidale. I materiali erano le pietre da taglio e le murature di mattoni.

Ma le fognature di Parigi attuali non sono più esattamente quelle del 17° secolo di cui si ha cenno anche nei *Miserabili* di V. Hugo, infatti le attuali risalgono al progetto del BELGRAND³ che concepì un grande sistema di canalizzazioni per sole acque pluviali ma che contemporaneamente:

- a) doveva ospitare in apposito cunicolo ricavato nella volta superiore anche le tubazioni delle acque potabili (poi utilizzato anche per ospitare cavi telefonici, della energia elettrica e canalizzazioni della posta pneumatica)
- b) essere facilmente ispezionabili.

Successivamente nelle stesse gallerie furono convogliate anche le acque nere e contemporaneamente dotate di scaricatori di piena tali che il rapporto acque nere su acque bianche fosse, all'incirca, 1/4.

Il collettore maggiore e tra i primi ad essere realizzato dell' attuale sistema fognario parigino é quello di Asnières, il cui speco ha una larghezza di 5.60 metri ed una altezza di 4.20 metri, la sezione si presenta con due ampie banchine e cunetta centrale. I collettori secondari hanno sezione ovoidale di circa 2 metri d'altezza.

1.3 Realizzazioni attuali

3 François Eugène Marie Belgrand (1810-1878) Ingegnere capo dei Ponts et Chaussées a Parigi instauratore del Servizio Idrografico del Bacino della Senna e del servizio di previsione delle piene

Nel seguito verrà chiamato sistema separato di smaltimento quello in cui le acque nere sono convogliate in canalizzazioni distinte da quelle delle acque bianche e sistema unitario di smaltimento quello in cui le canalizzazioni per un tipo e l'altro di acque sono le stesse. Si definirà sistema misto di smaltimento l'insieme dei sistemi separato ed unitario coesistenti in un medesimo centro abitato.

I progettisti di fognature sono stati divisi, per molto tempo, in due partiti pro e contro i due fondamentali sistemi di smaltimento.

Invero i due sistemi non sono, in generale in "concorrenza" ma sovente può in taluni casi essere conveniente una soluzione ed in altri l'altra.

Di certo é impossibile formulare a priori regole definitive con validità generale.

Prima di pervenire a scelte decisionali necessita effettuare uno studio dettagliato disamina delle situazioni locali: infrastrutture preesistenti, ubicazione e tipo di recipiente finale, dell'ambiente ecc..

Sono dopo tale disamina sarà possibile effettuare un'analisi critica dei risultati, in rapporto anche alle previsioni di future evoluzioni.

I due sistemi di fognature hanno indubbiamente vantaggi e svantaggi notevoli, e non è assolutamente possibile assegnare la superiorità ad uno rispetto all'altro. Si tratta di decidere di volta in volta in base a criteri economici ed igienici.

E' poi fondamentale il rapporto tra fognature e strumenti urbanistici, rapporti per tanti anni ignorati o quasi dagli urbanisti che tutt'oggi non prestano alle infrastrutture, in generale, la necessaria attenzione.

Solo recentemente é stato normata la necessit  di una studio delle infrastrutture da parte dei redattori degli strumenti urbanistici, ma, a nostro avviso tale studio é ancora troppo marginale.

Poi in questo non facile rapporto tra urbanisti ed infrastrutture, le fognature giocano un ruolo di estrema importanza, perch  tra le varie infrastrutture sono quelle che pi  delle altre impongono vincoli e richiederebbero quindi particolare attenzione.

Non si condivide l'opinione di taluni Idraulici che *"la fognatura deve essere conforme al Piano Regolatore Urbanistico Generale"* al contrario si é del parere che il P.R.G. e gli strumenti urbanistici derivati debbano in sede di redazione tener conto della necessit  di fognare le zone urbanizzate e quindi prevedere lo sviluppo e la distribuzione di queste in funzione delle esigenze fognarie.

Purtoppo sovente agli Urbanisti *"non   sempre facile riconoscere l'influenza decisiva che le fognature possono avere sugli aspetti esterni della citt  e che possono costituire un fattore strategico da tenere nel debito conto"*.

Le fognature di regola sono collocate negli spazi, stradali o a verde, in genere pubblici, talvolta privati, in genere negli stessi spazi devono trovare allocazione anche altri servizi: acquedotto, metano, rete telefonica, rete della pubblica illuminazione, rete elettrica in M.T. ed in B.T. ecc... oltre che ovviamente le fognature (binche e nere o la sola mista) sarebbe dunque necessario che oltre allo strumento urbanistico locale (che a seconda dei casi

può essere il semplice programma di fabbricazione, il P.R.G., il P.R.E⁴, i vari piani particolareggiati ecc.) venga anche redatto una sorta di piano regolatore del sottosuolo con venga prevista l'esatta ubicazione planoaltimetrica dei servizi.

Preliminarmente ad una buona progettazione fognaria è il rilievo topografico delle aree interessate dalle fognature e delle strutture fognarie esistenti; il loro corretto reimpiego di queste ultime è il più volte elemento determinante sull'adozione del sistema di smaltimento.

Sono ancora importanti i rilievi sui terreni attraversati e dei relativi livelli idrici, che possono imporre l'uno o l'altro tipo di tubazione, le profondità di scavo ecc..nonché il tipo di pavimentazione stradale attraversato, la larghezza delle strade e la tipologia strutturale dei fabbricati prospicienti le strade da fognare e, in generale, quelli prossimi alla zona interessata dai lavori, con particolare riguardo alle fondazioni degli stessi.

Il tracciato delle fognature, più che uniformarsi a schemi astratti o teorici, deve tendere a sfruttare nel modo più conveniente le pendenze più favorevoli, convogliando le acque secondo la via più breve, anche a costo di superare brevi tratti in contropendenza e quindi con notevole profondità, allo scopo di realizzare una rapida concentrazione delle acque di scarico in grosse portate.

Si è rilevato che al crescere delle aree interessate (alla fognatura) risulta sempre più rara la uniformità dei caratteri morfo-clivometrici del territorio ciò che implica, ad esempio, l'adozione contemporanea di più schemi

⁴ Trattasi del Piano Regolatore Esecutivo, previsto in qualche ordinamento regionale in luogo di P.R.G. e dei piani particolareggiati.

elementari di reti. Ancora, nelle linee generali delle suddette aree vanno prese in considerazione: le condizioni climatiche con particolare riguardo alle precipitazioni di breve durata e di notevole intensità, la temperatura ed i venti preminenti., il regime delle portate e dei livelli dei corsi d'acqua con riguardo alle condizioni limiti di minima e di massima, nonché la presenza e la dislocazione di eventuali mezzi recipienti quali mare o laghi e falde sotterranee tutto ciò essendo di importanza fondamentale nella previsione di un possibile trattamento di depurazione delle acque prima dello scarico. Altro elemento di rilievo è l'individuazione quantitativa e qualitativa degli scarichi industriali e artigianali connessi agli scarichi domestici ai fini di un necessario pre-trattamento.

- 1) Nel caso che la fognatura venga progettata con canalizzazioni a sistema unitario di smaltimento nessuna ulteriore condizione cautelativa deve essere assunta a carico del valore delle portate nere oltre i valori stabiliti come innanzi descritto dal momento che il dimensionamento degli spechi è quasi totalmente a carico delle portate bianche massime che risultano da diverse volte a centinaia di volte superiori alle portate nere.
- 2) Nel caso che la fognatura venga realizzata con canalizzazioni separate per acque bianche e per acque nere, si deve, per quest'ultime, osservare una maggiore prudenza nel dimensionamento degli spechi allo scopo di assicurare sempre ed ovunque riempimenti parziali cautelativi onde evitare il rischio di fastidiose ostruzioni ovvero una insufficiente ventilazione.

Da ciò deriva che la portata fecale sia determinata con criterio e parametri di maggiore cautela. Si riporta infatti l'interesse sulla opportunità di assumere abbastanza elevato il coefficiente di massima portata specialmente in quei casi ove per la esiguità dei centri abitati e per la omogeneità delle abitudini degli utenti, risulta una conseguente esasperata concentrazione del consumo.

Inoltre è da tenere conto, per i tratti di fogna che interessano particolari istituzioni i cui utenti hanno speciale disciplina di vita (scuole, caserme, ospedali, ecc.) il funzionamento simultaneo di un numero maggiore o minore di scarichi da che ne derivano portate istantanee di molte volte superiori alle medie. E' altresì, ugualmente importante verificare le fogne fecali anche per le portate medie e minime allo scopo di assicurarsi che le velocità non scendano al di sotto di valori inaccettabili (velocità di autopulizia). Si

avrebbero, quindi, meno rischi di sottodimensionamento con il sistema unitario.

Per quanto riguarda il calcolo delle portate massime meteoriche va precisato che la determinazione della stessa può avvenire con l'adozione dei diversi casi critici delle curve di possibilità pluviometriche a seconda che trattasi di una progettazione di fognatura a sistema separato o a sistema unitario. Nel caso di sistema separato, essendo ammissibile che le condotte possano entrare in pressione per brevi tratti e per brevi tempi e che è ugualmente poco dannoso che acque pulite possano interessare con un più o meno alto velo idrico piazze e strade, per il calcolo della max portata meteorica si adottano curve di possibilità pluviometria di 2° e 3° caso critico derivando da ciò l'impiego di condotte di minore sezione, e di materiale più economico. Diversamente nel caso di fognature a sistema unitario sarebbe raccomandabile adottare il 1° caso critico delle curve di possibilità pluviometrica, non potendosi ammettere che a causa di rigurgiti dovuti alle portate massime meteoriche transitanti assieme alle portate di scarico urbano si verificino spiacevoli fuoriuscite di materie organiche ed inorganiche lungo le strade e nelle piazze cittadine. Ne consegue l'impiego di sezione maggiore delle condotte e la scelta di un materiale più costoso.

1.3.1 Disposizioni delle reti

La disposizione della rete fognaria dipende dalle condizioni locali: ubicazione e tipo del mezzo recipiente, disposizione altimetrica e planimetrica della città, fognature preesistenti, sistema di scarico usato nelle abitazioni, ecc.

1.3.2 Le reti semplici

Esistono sostanzialmente due disposizioni elementari per le reti:

- a) disposizione perpendicolare (figura V.1 e V.2), adatta per centri degradanti in modo più o meno uniforme verso un corso d'acqua o verso il mare, le cui strade consentano questa disposizione. I collettori principali sono disposti lungo le linee di massima pendenza; con conseguente possibilità di ridurre al minimo le sezioni. In questo caso, se si adotta il sistema separato (figura V.2) è possibile che i collettori principali delle acque pluviali sfocino direttamente nel mezzo recipiente finale. Le acque nere, i cui collettori principali confluiscono in un collettore di allontanamento, vengono addotte in un impianto di trattamento. Se si adotta il sistema unitario (figura V.1) i collettori secondari vengono muniti, immediatamente a monte della confluenza con il collettore intercettatore, di scaricatori di piena;

- b) disposizione a ventaglio (figura V.3 e V.4), in cui i collettori principali confluiscono in un unico punto da cui si diparte il collettore di allontanamento, che convoglia le acque al mezzo recipiente finale. Se la fognatura è a sistema unitario, prima dell'impianto di depurazione verrà disposto uno scaricatore di piena. Con questa disposizione si ha una maggiore uniformità tra le pendenze dei collettori primari e quella del collettore di allontanamento.

1.3.3 Le reti multiple

Nelle città in cui i dislivelli sono notevoli o in quelle molto estese, che si servono di diversi mezzi recipienti finali, si può avere la coesistenza di più reti semplici; si hanno allora, le cosiddette reti multiple, che possono essere:

- a) a terrazze (figure V.5 e V.6), in cui il centro abitato viene diviso in due o tre zone a quota diversa. Ognuna di queste zone è servita da una rete propria; a volte anche di differente sistema (figura V.7);
- b) radiali (figure V.8 e V.8), in cui la città viene divisa in più settori ognuno provvisto di rete propria. Queste reti hanno di solito il medesimo sistema e la medesima disposizione. Differiscono per il tipo di trattamento e per le opere di immissione nei diversi mezzi recipienti finali. Questo schema è adatto per grandi centri, dove è giustificata l'adozione di più di un impianto di trattamento, oppure nei centri in cui l'orografia impedisce la riunione di tutte le acque reflue.

SEPARATORE MISTO

QUALCOSA SULLE TUBAZIONI

POZZETTI ED OPERE D'ARTE

TENUTA

INNESTI

1.4 Tendenze

**ORGANIZZAZIONE IN CUNICOLI - PIANO REGOLATORE DEL
SOTTOSUOLO**

2 Dimensionamento delle fognature fecali

2.1 Generalità

E' evidente che l'entità delle portate delle fognature fecali é legata alla disponibilità di acqua potabile nelle abitazioni e pertanto é alle portate di tale liquido cui bisogna fare riferimento, tenendo tuttavia conto che, esiste una trasformazione del liquido e nel contempo una diversa distribuzione temporale tra input nelle abitazione dell' acqua ed output, dalle stesse, del liquido fognario nel quale l'acqua potabile si é in parte trasformata.

E' pertanto evidente che la stima delle portate nere non può non prescindere dalla conoscenza delle portate dell'acquedotto urbano col quale forma un ramo artificiale del ciclo dell' acqua che possiamo definire ciclo urbano dell' acqua qui brevemente schematizzato.

Nello schema in parola é stato indicato, seppure con tratteggio un ciclo anch'esso artificiale che é quello industriale ma, a partire non dall' ambiente naturale (per evitare sovraccarichi a questo) ma utilizzando le acque già usate per uso domestico, il che in termini pratici significa allungare il ciclo dell'acqua, procrastinandone la restituzione ma, nel contempo, risparmiare l'ambiente naturale.

E' evidente che anche a tale ciclo é applicabile l'equazione di continuità nel senso che a ciascuno dei box indicati perviene una portata entrante q_e ed una portata uscente q_u . Queste saranno tra loro correlate dalla equazione di continuità, scritta nella forma di "equazione dei serbatoi" cioè:

$$q_e - q_u = \frac{dV}{dt} \quad (1)$$

dove V é la quantità d'acqua immagazzinata nei vari box.

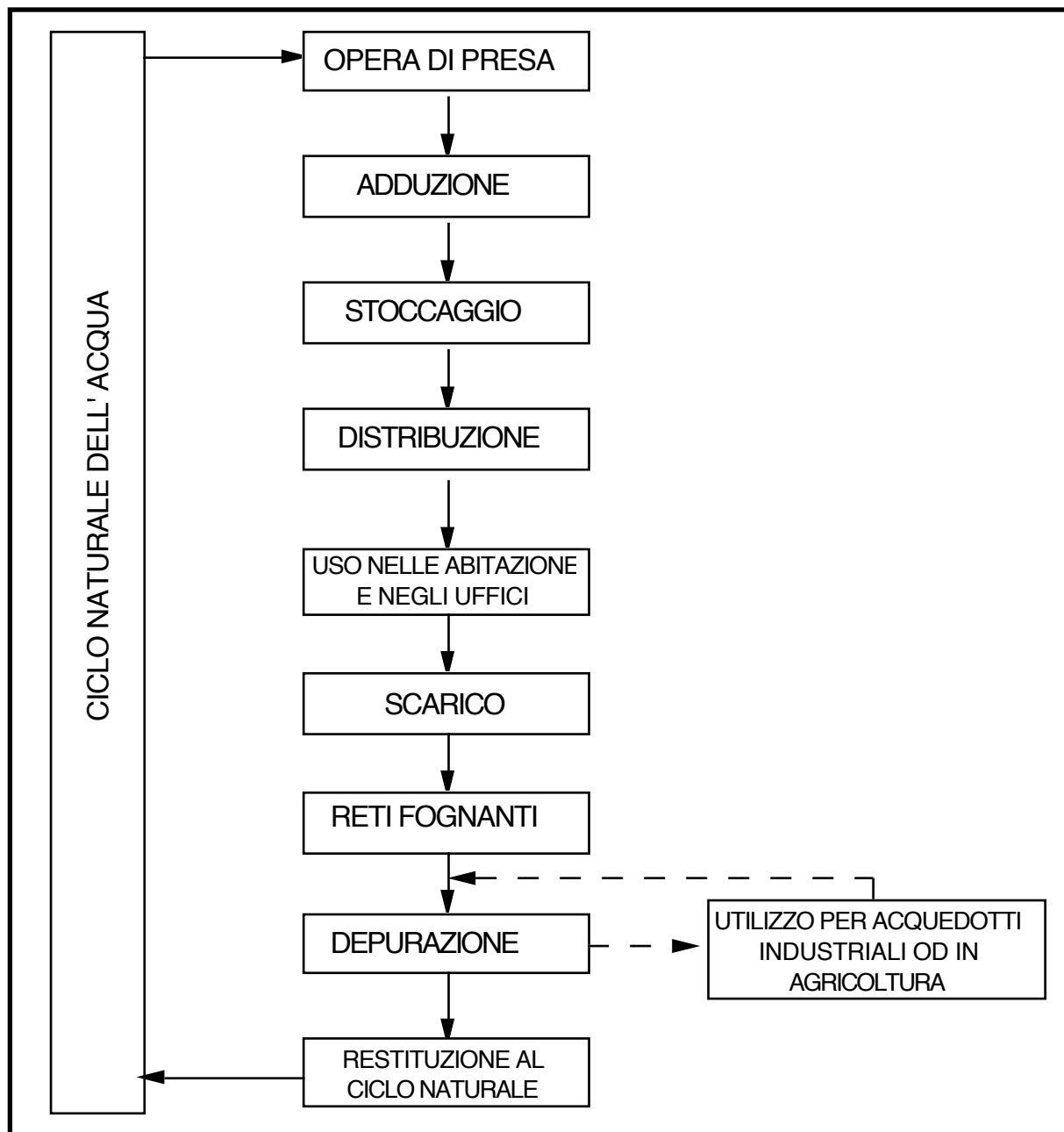


fig .1 . - ciclo urbano dell' acqua

E' tuttavia doverosa una precisazione: tale applicazione dell' equazione di continuit , cos  come sopra indicata non   rigorosa in quanto non tiene conto che il box "uso nelle abitazione e negli edifici"   interessato da altri input ed output, come pi  dettagliatamente schematizzato nella figura seguente:

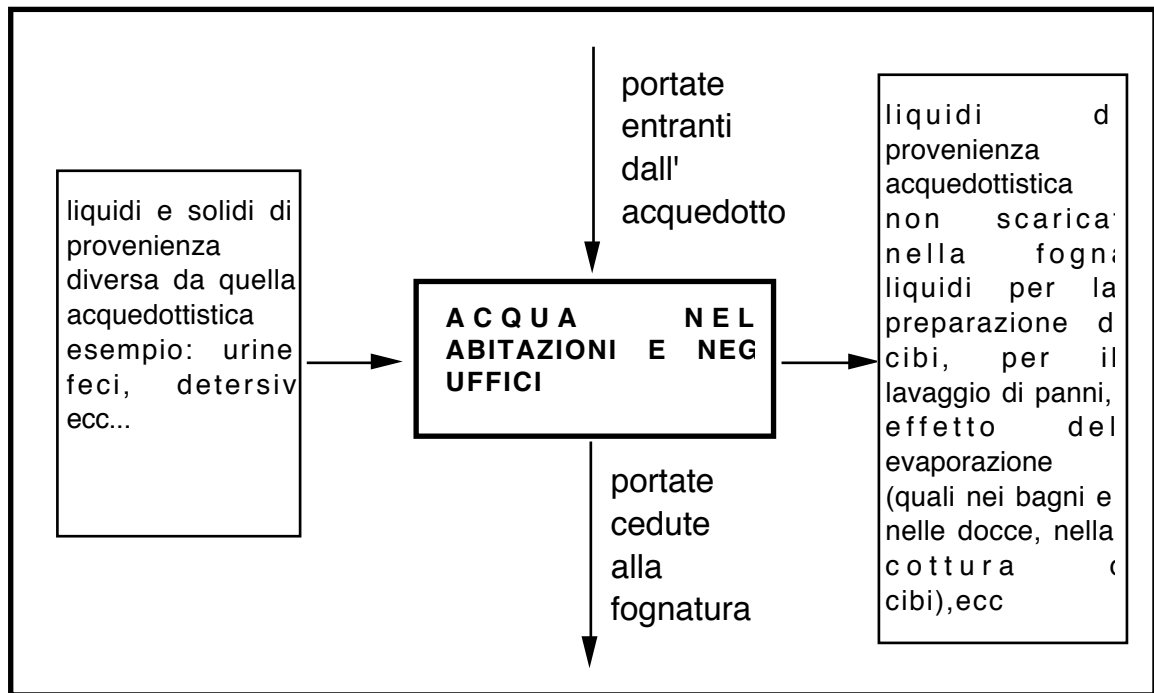


fig 2 . - ciclo urbano dell'acqua: dettaglio intorno all' uso nelle abitazioni

Di tali circostanze occorre tenere debito conto.

2.2 Metodi per la valutazione delle portate nere

Detta q la dotazione idrica pro-capite giorno erogata dall' acquedotto, si suole usualmente ammettere che la portata delle acque nere sia data dalla :

$$q_n = \frac{\alpha q \gamma + \beta_s}{3600 \beta} \frac{N}{A} \quad [l/s * ha] \quad (1)$$

dove:

- α é un coefficiente di riduzione che tiene conto delle perdite per evaporazione, per la cottura dei cibi ecc.....
- γ é un coefficiente di piena (cioé tiene conto delle punte orarie, usualmente si considera pari a 2,4
- β_s é il contributo di sostanze solide e liquide di provenienza diversa da quella acquedottistica, solitamente si assume $\beta_s = 1,5$
- β é il numero di ore durante le quali si presume avvenga l' uso dell' acqua, solitamente si assume $\beta = 8$
- N é l' entità della popolazione servita;

A é l'area della zona da servira, espressa in ettari.

Non occorrono particolari spiegazioni alla (1) e pertanto su di essa non ci soffermeremo.

E' invece opportuno soffermarci ancora sulla valutazione delle portate nere allorquando trattasi di fognature a servizio di centri di non grande estensione o di insediamenti dove vi é la possibilità di verificarsi del fenomeno della contemporaneità d'uso.

2.2.1 Considerazioni sulla contemporaneita d'uso

L'erogazione di acqua da un rubinetto d'attingimento può essere rappresentata con riferimento al classico sistema di coordinate ortogolali con sull' acisse i tempi e sulle ordinate le portate.

In generale i diagrammi avranno l'andamento rappresentato dai grafici seguenti:

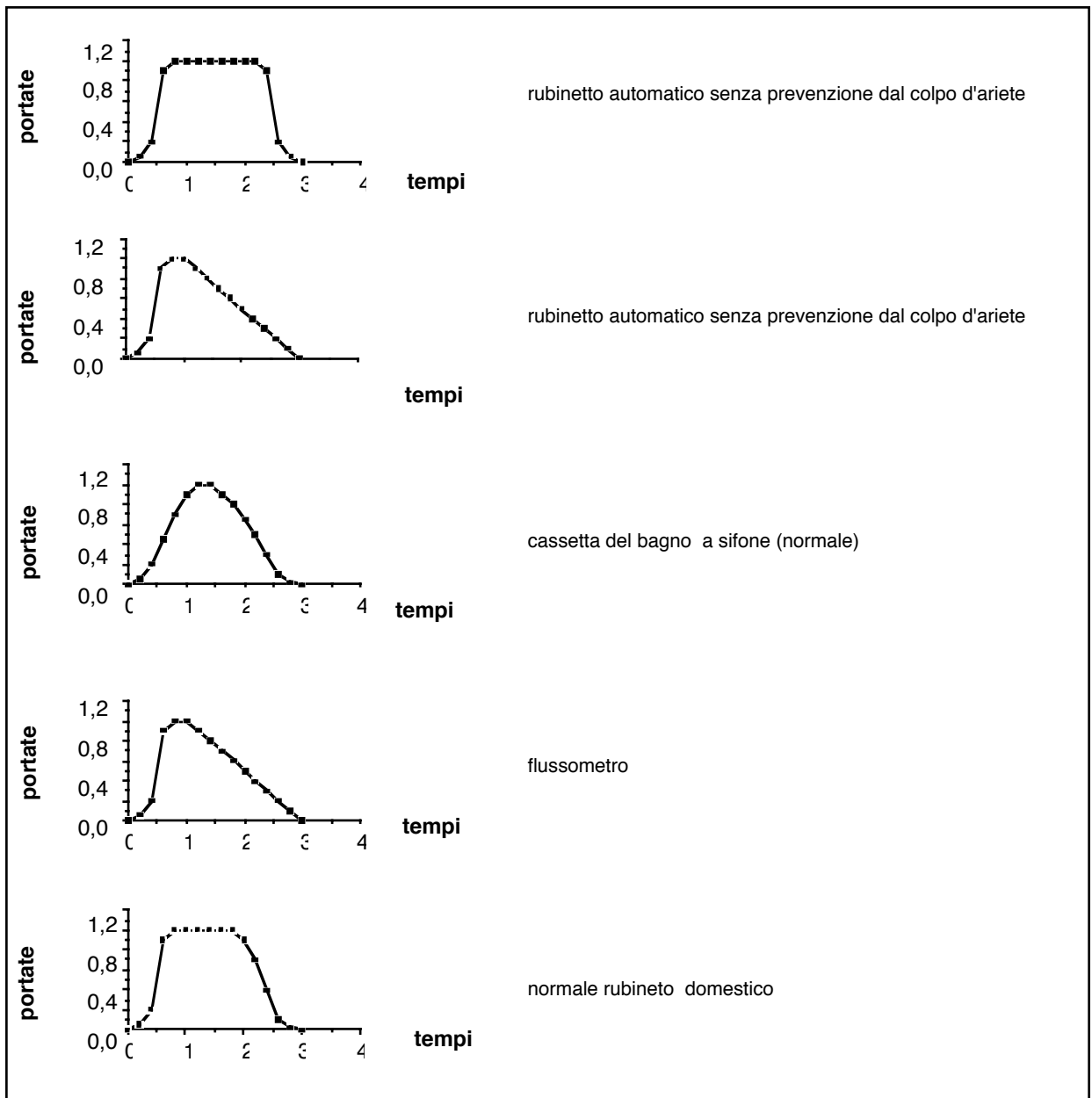


fig 3. - diagrammi di erogazione di vari tipi di rubinetti

La figura precedente è solo indicativa e quindi i tempi e le portate riportati non hanno un riferimento reale

Il susseguirsi delle erogazioni di un singolo apparecchio nel periodo di punta massima di consumo sarà quindi il seguente :

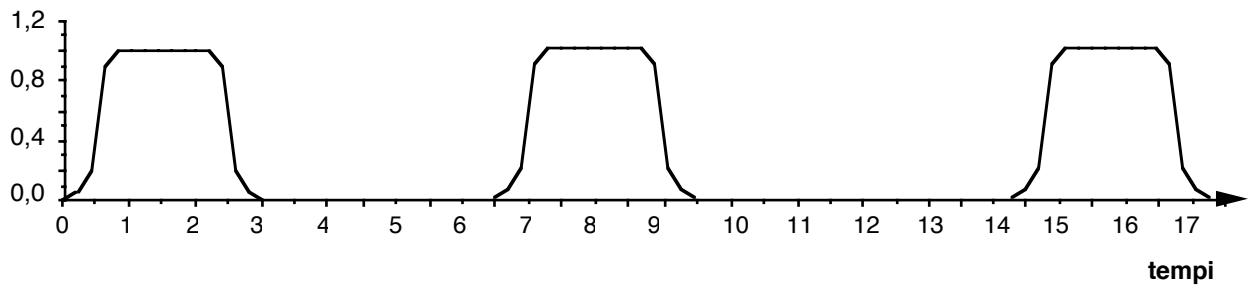


fig .4.. - andamento temporale delle erogazioni dallo stesso apparecchio (durante le ore di punta)

La figura seguente mostra invece il susseguirsi temporali delle erogazioni di tre apparecchi dello stesso tipo.

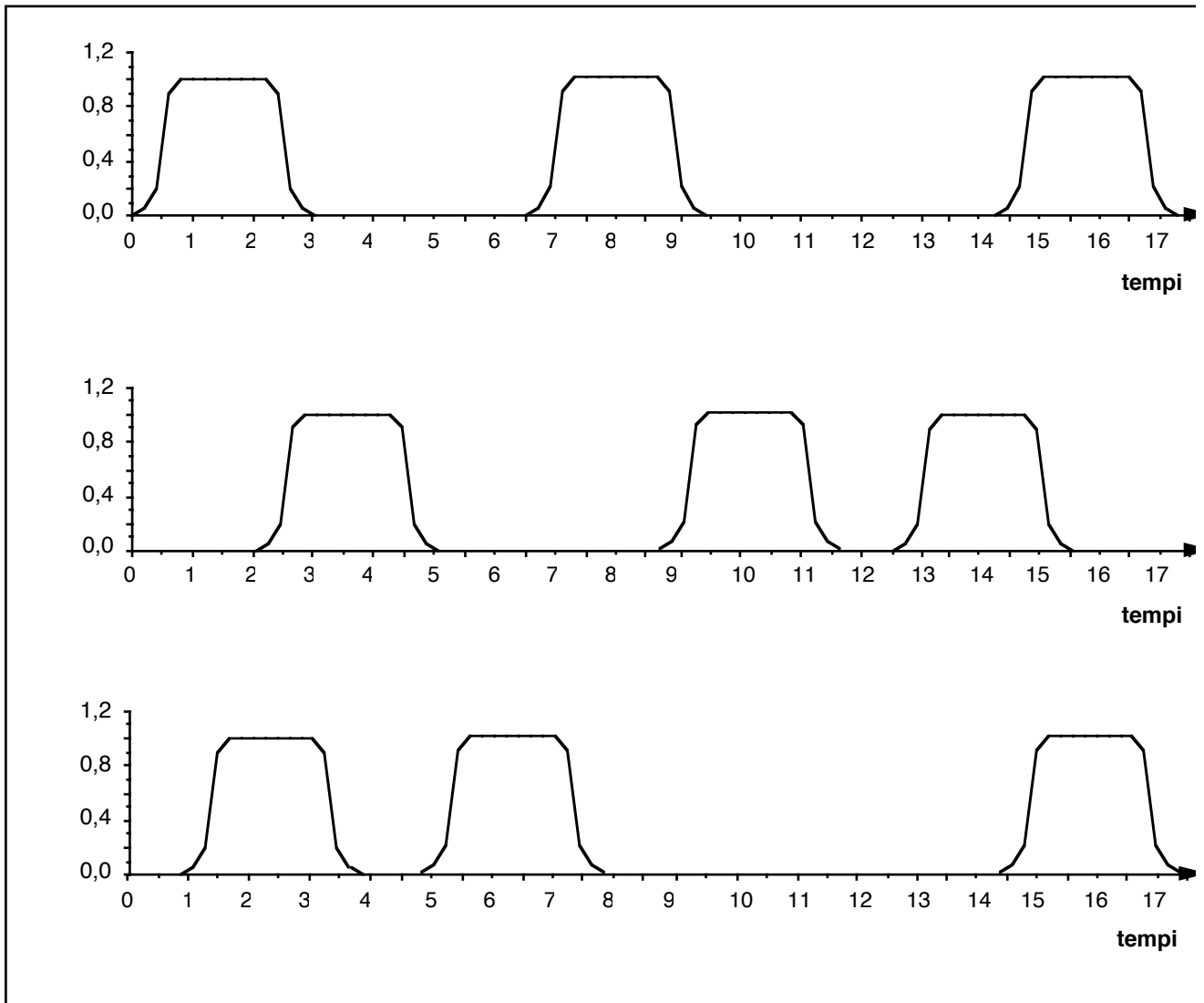


fig .5 - andamento temporale delle erogazioni di tre distinti apparecchi dallo stesso tipo (durante le ore di punta)

E' evidente che in alcuni archi di tempo si ha la sovrapposizione di più apparecchi.

La portata ovviamente é quindi legata al numero di apparecchi in uso contemporaneo, da qui la necessit  di conoscere tale numero, a tal fine   necessario stimare la probabilit  che si verifichino tali sovrapposizione.

Ci  si effettua mediante il procedimento che qui di seguito si descrive, vale tuttavia preliminarmente rimarcare come sia evidente che essa probabilit , sar  tanto maggiore quanto :

- I) maggiore   il numero degli apparecchi;
- II) maggiore   la durata di erogazione di ogni singolo apparecchio
- III) minore   l'intervallo tra due erogazioni successive dello stesso apparecchio.

Se ora indichiamo con :

t la durata media di un'erogazione, in minuti primi;

i l'intervallo *medio* che intercorre fra un'erogazione e la successiva durante il periodo di punta, in minuti primi;

h la durata *media giornaliera* del periodo di punta, in ore.

P il tempo in giorni che intercorre (tempo di ritorno) fra la sovrapposizione di r erogazioni, facenti parte di un gruppo n di esse, e la successiva sovrapposizione pure di r erogazioni dello stesso gruppo;

$A = \frac{i}{t}$ il rapporto fra la durata media (i , in minuti), dell'intervallo fra due erogazioni, durante il periodo di punta e la durata di una erogazione (t , in minuti);

$B = \frac{h}{i}$ il rapporto fra durata media diaria del periodo di punta (h , in ore), e la durata media i (in ore) dell'intervallo fra due erogazioni durante il tempo h ;

$C = \frac{n}{r}$ il numero di combinazioni possibili di r unit  prese fra n di esse.

avremo⁵:

⁵ La probabilit  p che si verifichi la sovrapposizione di r apparecchi in erogazione su n apparecchi totali   calcolabile come segue basandoci ovviamente sulla classica formula :

$$p = \frac{\text{numero di probabili sovrapposizioni}}{\text{numero di sovrapposizioni possibili}}$$

$$T_r = \frac{A^{r-1}}{B * C_r^n} \quad (2)$$

dove, come indicato nella nota :

Si tratta ora di individuare l'entità dei valori da porre a numeratore ed a denominatore della precedente.

Tenuto ora conto che :

$A = \frac{h}{t}$ è il numero delle possibili erogazioni tra due effettive erogazioni dello stesso apparecchio è evidente che il numero totale di casi possibili di erogazione contemporanea di r apparecchi è data da A^{r-1} , che quindi rappresenta il denominatore .

il numeratore è dato ancora da A^{r-1} dopo avergli sottratto i casi non probabili.

Questi ultimi sono dati dal numero di combinazione possibili tra r elementi su un complesso di n , valutabile tramite la classica formula del calcolo combinatorio

$$C_r^n = \frac{n(n-1)(n-2) \dots (n-r+1)}{1 * 2 * 3 * \dots * r}$$

per in numero di intervalli possibili durante il periodo di punta cioè $B = \frac{h}{i}$

Pertanto il numeratore varrà :

$$A^{r-1} - B * C_r^n$$

Quindi la probabilità p varrà:

$$p = \frac{A^{r-1} - B * C_r^n}{A^{r-1}}$$

Tenuto ora conto che il tempo di ritorno è dato dalla :

$$T_r = \frac{1}{1-p}$$

sostituendo segue la (2)

$$C_r^n = \frac{n(n-1)(n-2)\dots(n-r+1)}{1*2*3*\dots*r} \quad (3)$$

Dalla (3) è evidente che T_r è tanto maggiore, e quindi le sovrapposizioni sono tanto meno frequenti, a parità di altre condizioni:

- 1) quanto più è grande i , cioè quanto maggiore è l'intervallo fra due erogazioni;
- 2) quanto più grande r , cioè quanto maggiore è il numero delle erogazioni che debbano sovrapporsi;
- 3) quanto più è piccolo t , cioè quanto minore è la durata di un'erogazione;
- 4) quanto più piccolo n , cioè quanto più piccolo è il numero totale degli apparecchi dell'impianto o del gruppo considerato;
- 5) quanto più piccolo è h , cioè quanto minore è la durata del periodo di punta.

Per la risoluzione dell'espressione matematica sopra riportata si dovrà ricorrere ai logaritmi, mediante i quali essa si trasforma nella seguente:

$$\log. T_r = \log.A^{r-1} - \log.B - \log. C_r^n \quad (4)$$

Se ammettiamo che la sovrapposizione critica potrà avvenire una sola volta durante le 24 ore di un giorno⁶, allora a T_r si può assegnare il valore di uno.

⁶ La scelta di P è stata qui fissata uguale ad 1 (un giorno) poichè questo metodo porta a risultati relativamente sovrabbondanti per piccoli valori di n , risultati che aumenterebbero ancora se si scegliesse per P un valore più grande. Per grandi valori di n , invece, cioè per calcoli di tubazioni serventi un gran numero di apparecchi (e sono questi i calcoli che maggiormente ci interessano) il valore di P ha un'influenza pressochè trascurabile.

Infatti riferendoci all'esempio n. 1 svolto in seguito, per $n = 914$ rispetto al valore di $\log. AP^{-1} = 206,8$ non ha influenza apprezzabile lo scegliere $P = 1$ (e quindi $\log. P = 0$) oppure $P = 365$ (l'anno) e quindi $\log. P = 2,562$.

D'altra parte con lo scegliere $P = 1$ giorno non si stabilisce che r erogazioni su n si sovrappongono ogni giorno, ma al massimo una volta al giorno, il che vuol dire che nelle peggiori condizioni in un determinato istante delle ventiquattro ore di un certo giorno tale sovrapposizione può aver luogo.

Si avrà allora:

$$\log T_r = \log 1 = 0$$

e la (4) diventa:

$$\log A^{r-1} - \log B = \log C_r^n \quad (5)$$

Noti i valori di i , t e h , e quindi di A e di B , si ottiene la relazione che lega fra n ed r , cioè si può stabilire quanti apparecchi debbano considerarsi contemporaneamente in uso su n apparecchi

La (5) è suscettibile di una interessante rappresentazione grafica, infatti se in ascissa riportiamo il numero di apparecchi ed in ordinate il rapporto $\frac{r}{n}$ otterremo la, così detta, *curva caratteristica di contemporaneità d'erogazione* del gruppo di utenti considerato.

Questo metodo di calcolo dà dei risultati molto veridici specialmente per gli impianti nei quali i tipi differenti di apparecchi sono pochi (appartamenti, uffici) ma bisogna prestabilire i valori di i , t ed h con molto criterio poichè da essi dipende il buon esito del calcolo.

Il valore di t (durata di un'erogazione) è facilmente fissabile anche con una certa esattezza per gli apparecchi nei quali l'erogazione avviene a mezzo di un rubinetto a chiusura automatica come ad esempio un flussometro.

I flussometri in perfetta efficienza rimangono aperti da 10 a 12 secondi. Siccome però per questi rubinetti è stata fissata una portata di 2 litri al secondo ed il diagramma di funzionamento è simile a quello rappresentato in 5 fig. 47, indicante che la portata massima dura solo pochissimi secondi, onde compensare la minor portata dei secondi susseguenti sarà bene fissare il valore di t in 8 secondi.

Per gli apparecchi a chiusura manuale la valutazione del valore di t è meno facile, ma basandosi sul servizio che devono svolgere e sulla quantità d'acqua che debbono erogare per ogni uso, si possono ricavare delle medie abbastanza attendibili.

I lavabi, di capacità variabile da 10 a 15 litri con una portata di ciascun rubinetto pari a 0,10 l/sec. come minimo e 0,40 come massimo, rimarranno con il rubinetto aperto per un tempo variabile da 1 a 2 minuti. Negli uffici, dove si lavano solo le mani, basterà tenere $t = 1$, mentre negli appartamenti occorrono circa due minuti ($t = 2$). Le vasche da bagno, con una capacità di

In pratica questo significherà che in quell'istante le bocche eroganti una portata momentaneamente ridotta cosa che, essendo istantanea, non pregiudicherà il buon funzionamento dell'impianto.

180-200 litri e con erogazione di entrambi i rubinetti (calda e fredda) pari a 0,30-0,50 l/min. dovranno avere i rubinetti aperti per circa 7-10 minuti.

Il rubinetto galleggiante della cassetta di un vaso rimarrà aperto in media 2 minuti, dovendo erogare circa 12 litri con una portata di 0,10 l/sec.

Il valore di i , intervallo fra due erogazioni successive nelle ore di punta, può essere calcolato in base al numero delle persone usufruenti ciascun apparecchio durante il periodo di punta.

Se ad esempio in uno stabile ad uso uffici sono impiegate 1000 persone ed i lavabi in totale sono 100, supponendo che nelle 8 ore d'ufficio ogni individuo usi due volte il lavabo in media, si avranno 2000 usi in 480 min. pari a $\frac{2000}{100} = 20$ si al giorno per apparecchio. Ogni apparecchio verrà perciò usato ogni 24 minuti, dai quali, dedotti i due minuti in cui l'apparecchio funziona, e supponendo che come periodo di punta si possono considerare tutte le otto ore d'ufficio si avrà: $i = 22$ minuti.

Un ragionamento analogo può essere fatto per un altro edificio ad uso abitazione ad esempio, tenendo presente che qui le ore di punta sono al massimo due o tre e che l'apparecchio più influente agli effetti della portata è la vasca da bagno (se il vaso è a cassetta) od il vaso, se questo è a flussometro.

Si può anche calcolare i valutando il più corto probabile intervallo che può intercorrere fra due successivi usi dello stesso apparecchio e considerare che questo intervallo si ripeta durante tutto il periodo di punta.

Ad esempio, due persone non possono normalmente fare un bagno nella stessa vasca che ad un'ora di distanza una dall'altra, ivi compreso il bagno del primo utente, l'asciugarsi ed il rivestirsi di questo, lo scarico e la pulizia della vasca. Per le vasche da bagno può essere perciò tenuto $i = 60$ min.

Così due persone non possono normalmente usare lo stesso lavabo o bidè o vaso che a 20-30 minuti una dall'altra.

Per i gabinetti pubblici può essere tenuto un valore di i uguale a 5-10 minuti .

Il valore di h per gli edifici senza affluenza di persone agli apparecchi sanitari e senza speciali necessità di alcune ore al giorno, così come uffici, ospedali, cliniche stazioni ferroviarie, ecc. dove non esistono rilevanti punte di consumo, può esser tenuto pari alle ore totali diarie nelle quali le persone possono usufruire dell'impianto sanitario. Per gli uffici saranno le ore di lavoro diario, per gli ospedali o cliniche saranno otto o dieci ore diarie a seconda del tipo di degenti, e così via.

Per gli edifici ad uso appartamenti od albergo invece, le ore di punta si verificano al mattino nelle ore antecedenti il mezzogiorno, e sono al massimo due o tre.

Nelle caserme e collegi la punta di consumo si verifica al mattino quando contemporaneamente tutti i soldati ed i collegiali si lavano, e non

dura normalmente più di un'ora, oppure quando fanno la doccia ed allora dura in proporzione al numero di docce in rapporto agli utenti.

Per le caserme ed i collegi però è quasi sempre più opportuno basare il calcolo delle portate non su i dati esposti ma sul contemporaneo uso di tutti i lavabi e di tutte le docce installate.

Nelle scuole la punta di consumo si verifica durante gli intervalli delle lezioni ed anche qui sarà bene considerare come in funzione contemporanea tutti o quasi gli apparecchi dell'impianto.

La risoluzione dei logaritmi della formula 2 è più speditamente eseguita usando le tabelle 7,8 e 9 qui riportate.

3 Dimensionamento delle fognature pluviali

3.1 Generalità

Indubbiamente in un canale fognario le leggi del moto dell' acqua sono quelle del moto vario associate alla equazione di continuità, cioè le classiche equazione di DE SAINT VENANT, e quindi le seguenti :

$$\frac{\partial(z + h + \frac{\alpha v^2}{2g})}{\partial x} = -\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - j \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial A}{\partial t}$$

Tuttavia si é pervenuti solo in tempi relativamente recenti ad una corretta visione complessiva dei metodi per il dimensionamento delle fognature. Storicamente il più antico metodo é quello che risale a Domenico TURAZZA (1877), fondatore della scuola d'ingegneria di Padova, che é fondato sui criteri cinematici.

Agli inizi del secolo il FANTOLI ed altri ⁷(1904) curando la progettazione della fognatura di Milano introdusse il concetto che il dimensionamento delle fogne dovesse tener conto della capacità della rete fognaria di invasare, durante la piena, una certa quantità di acque di pioggia.

Più tardi (1923 e 1932) il PUPPINI perfezionò il metodo che ebbe successivamente ulteriori perfezionamenti oltre che sostenitori in SUPINO (1933 e 1946) in POGGI (1959) , in EVANGELISTI (1941), in DE MARTINO(1949) in DAMIANI (1960) ed in tanti altri.

Come si nota tutti autori italiani, da ciò la denominazione di *metodo italiano* dato, in letteratura al metodo dell' invasore, che di fatto, ha trovato pochi o punti proseliti fuori i confini patrii, dove gli addetti ai lavori hanno perfezionato il metodo del TURAZZA dandogli altri nomi quali: metodo razionale, metodo della corrivazione, metodo degli ingegneri tedeschi ecc.....

Di contro, in Italia, gli Idraulici della prima metà di questo secolo si sono divisi, e con accese polemiche, tra sostenitori dell' uno o dell'altro metodo. e tali polemiche hanno in parte ritardato quei lavori di sintesi tra i due metodi che, invero, possono essere riguardati come prime approssimazione di un unico metodo più generale.

Già nei primi anni 70 alcuni studiosi di Università Americane, ed in particolare YEN(1970,1971,1972,1974,1976) ed altri sviluppavano, sulla orma di

⁷ Di fatto il FANTOLI fu il relatore della commissione nominata dal Comune di Milano per lo studio della rete fognaria della città, di tale Commissione facevano parte, oltre al menzionato FANTOLI anche Cipolletti, Soldati e Palatini.

quanto era già stato (sia pur da poco) intrapreso in campo strutturale, i metodi probabilistici⁸

Sempre recentemente sono stati proposti altri metodi, tra questi vanno citati quello di CAQOUT (1940) ed i modelli matematici di trasformazione afflussi deflussi (Chicago Hydrograph, UCUR, TRRL, ILLUDAS, ILSD 1&2 SWMM, USGS, CTH, MOUSE, URBIS, UCSTORM, OTTHYMO,)

Non si può concludere questa panoramica senza ricordare che in Italia attualmente opera, nell'ambito del Gruppo Nazionale di Idraulica (GNI), il sottogruppo "Deflussi urbani" che ha come scopo quello di approfondire le teorie e le problematiche connesse con lo studio del fenomeno idrologico di trasformazione afflussi deflussi nell' ambito urbano, con la metodologia di calcolo e di simulazione e con la realizzazione delle fognature.

⁸ E, tuttavia da ricordare che , almeno nel campo dell' Ingegneria Civile, furono proprio gli idraulici ad affrontare i problemi tecnici in senso probabilistico, si veda Hazen ed altri con il concetto di rischio idraulico

3.2 Metodo della corrivazione (Metodo Razionale, metodo degli ingegneri tedeschi)

Come si è visto, il più antico dei vari metodi è quello che risale al TURAZZA (fondatore della scuola di ingegneria di Padova 1842), tuttavia in quanto segue faremo riferimento non alla trattazione originale ma a quella più moderna, avendo già inserito in cosiddetto coefficiente di ritardo.

Indicando con:

h la pioggia caduta espressa in mm nel tempo t

t il tempo di pioggia espresso in ore;

i l' intensità di pioggia (cioè il rapporto $\frac{h}{t}$) espresso in in mm/h

A la superficie del bacino sotteso della fogna (espresso in ettari [ha])

la portata fluente nella fognatura sarà, secondo il TURAZZA data dalla

$$Q = \frac{\varphi i A}{360} \quad [m^3/s] \quad (2)$$

dove φ è un coefficiente unico di riduzione; si può subito osservare che tale valore della portata è così condizionata da due fattori:

φ = coefficiente di riduzione delle piogge

ed

$i = \frac{h}{t}$ intensità di precipitazione

entrambi estremamente importanti.

La (2) ha la giustificazione che è già stata data per il metodo del Giandotti relativamente al calcolo delle portate di massima piena nei corsi d'acqua naturali (Cap I - Idrologia)

Tale giustificazione si basa sull' asserto, per la cui dimostrazione si rimanda al citato cap I, che "la pioggia che provoca la massima piena è quella che ha una durata pari al tempo di corrivazione⁹" pertanto detta i l'intensità corrispondente a tale pioggia, il prodotto $i A$ rappresenta il volume piovuto nell' unità di tempo, il prodotto di quest'ultimo per φ , la quota parte di tale volume piovuto che affluisce alla rete fognaria. il divisore

⁹ Trattasi come ben noto, vedi Cap I, del tempo che impiega caduta nel punto idraulicamente più distante del bacino a giungere alla sezione di chiusura dello stesso, circa alcune ulteriori precisazioni vedi note seguenti.

360 serve a mettere a posto le unità di misura al fine che la portata sia espressa in

Nei paragrafi seguenti segue esamineremo i detti due fattori, mentre per ciò che concerne l'area A bisogna precisare che nonostante sembri il fattore di più facile determinazione esso può essere erroneamente stimato

Innanzitutto occorre distinguere tra i due diversi problemi :

- progetto di una nuova rete;
- verifica di una rete esistente

Nel caso di progetto, un primo possibile errore è quello di definire non correttamente la direzione del flusso di acqua vicino al limite dell' area che occorre drenare in specie nei casi di zone pianeggianti.

Un secondo possibile errore è quello topografico dovuto alla misurazione dell' area, una volta che questa sia stata individuata, di fatto tale errore è trascurabile nei confronti del precedente.

Nel caso, invece di verifica di reti esistenti, oltre ai possibili errori cui dianzi è da aggiungere quello della, in generale, non perfetta conoscenza dello sviluppo della rete presente nel sottosuolo spesso anche indotto da incompletezza della cartografia

3.2.1 Il coefficiente di riduzione delle piogge

Il coefficiente di riduzione φ è nella sostanza riconducibile a quattro fattori distinti :

- | | |
|------------------------|-------------|
| - infiltrazione | φ_1 |
| - ritardo | φ_2 |
| - ritenuta | φ_3 |
| - distribuzione piogge | φ_4 |

Data la diversa natura ed influenza é opportuno trattarli separatamente.

I seguenti sottoparagrafi sono dedicati a tali versi coefficienti

3.2.1.1 Il coefficiente di infiltrazione

Il coefficiente di infiltrazione φ_1 tiene conto che la superficie sulla quale cade la pioggia non tutta è impermeabile ed una parte dell' acqua precipitata si infila e quindi prende vie diverse da quelle fognarie.

Il coefficiente φ_1 è estremamente importante e secondo schemi classici viene valutato sulla base della media ponderata di fattori di impermeabilità empirici cioè:

$$\varphi_1 = \frac{\sum_{j=1}^N \varphi_{1j} * A_j}{A} \quad (3)$$

dove l'indice j è relativo al tipo di terreno impermeabile di cui è costituito il bacino e con ovvio significato per gli altri simboli.

I singoli valori di φ_1 , sono quelli riportati nella tabella seguente:

ELEMENTI ANALITICI	
Tetti, terrazze, pavimentazioni in asfalto	0.9 - 0.8
Lastricati ben connessi	0.8 - 0.7
Lastricati ordinario.	7 - 0.5
Macadam selciati	0.6 - 0.4
Superfici battute	0.3 - 0.15
Superfici non battute, parchi boschi, giardini, terre non coltivate	0.1 - 0

ELEMENTI GLOBALI	
Costruzioni dense (centri cittadini)	0.8 - 0.7
Costruzioni spaziate (semintensive)	0.6 - 0.5
Zone a villini (città giardino)	0.35 - 0.25
Aree non edificate (piazzali, campi da gioco ecc.)	0.20 - 0.15
Giardini parchi boschi	0.10 - 0

Da anni studiosi di tutto il mondo stanno interessandosi a metodi di valutazione di φ_1 più scientifici.

Il Paoletti et alli [1988] avvalendosi di dati di talune ricerche internazionali delle quali era stata data notizia a Dubrovnic in occasione dell' UDM del 1966, delle quali viene dato un cenno in nota¹⁰, propone i

¹⁰ Larcán, Mignosa e Paoletti nel formulare quanto segue si sono basati su una serie di dati sperimentali (Data Base UDM 86) ed in particolare hanno approfondito la relazione tra coefficiente di afflusso ed altezza totale di precipitazione.

Tali dati erano disponibili per 6 diversi bacini urbani localizzati in differenti parti del mondo (3 in Florida, U.S. ; uno a Baltimora, U.S., uno in Danimarca ed infine uno in Australia).

Le figuri seguenti tratte, sia pur con rielaborazione grafiche, dal lavoro di Maksimovic & Radojkovic (Urban Drainage Catchments. Pergamon Press, 1986) sono state adoperate dagli Idrraulici milanesi per evidenziare in ciascun grafico il rapporto:

$$Imp = \frac{A_{imp}}{A_{tot}}$$

dove :

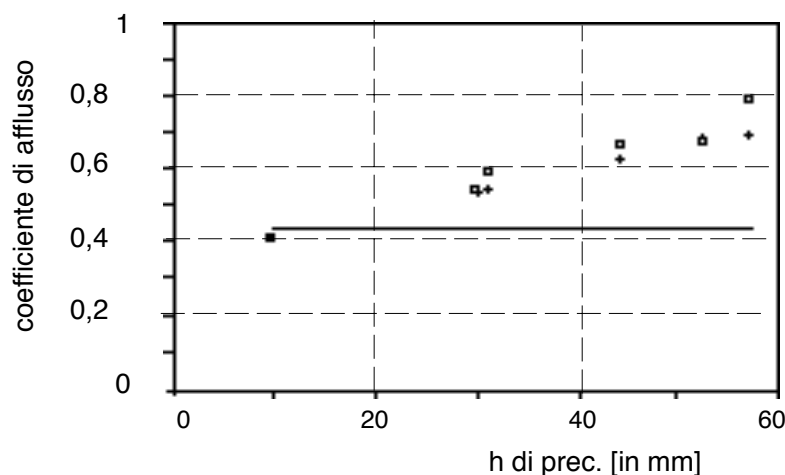
A_{imp} = Area impermeabile direttamente connessa alla rete di drenaggio

A_{tot} = Area totale del bacino;

e dove nei grafici sono stati adottati i seguenti simboli

- valori reali
- + valori calcolati (per simulazione)
- la linea orizzontale rappresenta il rapporto $\frac{A_{imp}}{A_{tot}}$

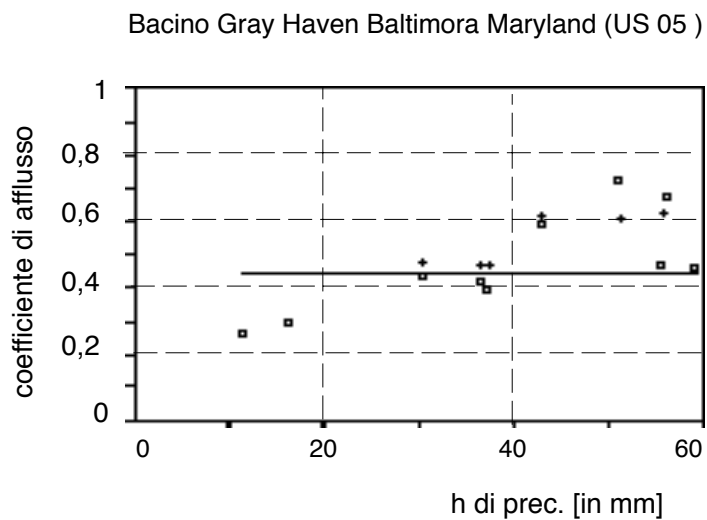
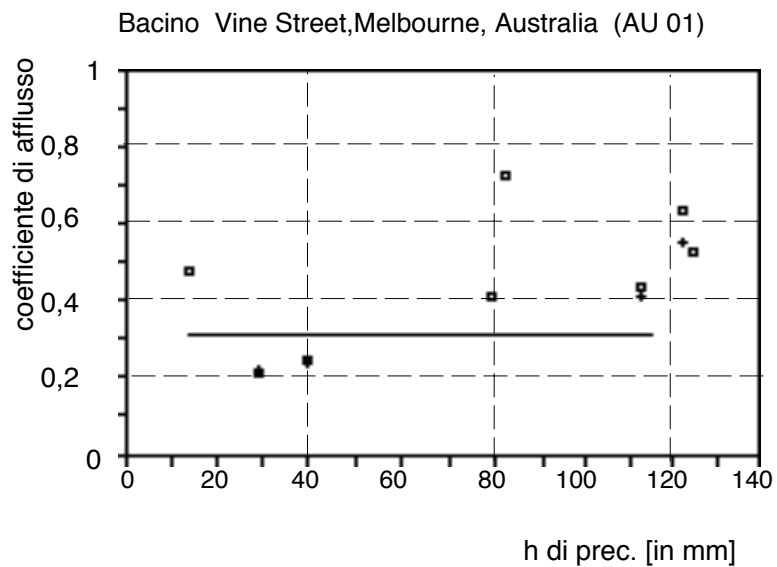
Bacino Kings Creek Florida U.S.A. (US 04)



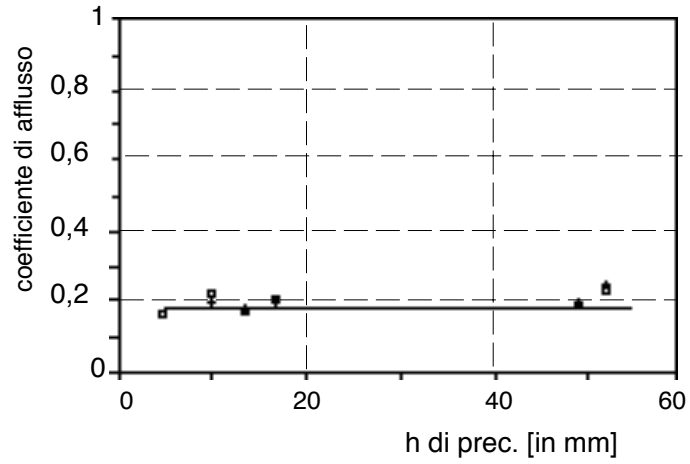
Dall' esame dei grafici i citati studiosi traggono le seguenti considerazioni :

- il rapporto tra aree della superficie impermeabile direttamente connessa ed aree della superficie totale del bacino rappresenta il valore minimo del coefficiente di afflusso;
- esiste in generale una tendenza all' aumento del coefficiente di afflusso con l'altezza di pioggia;

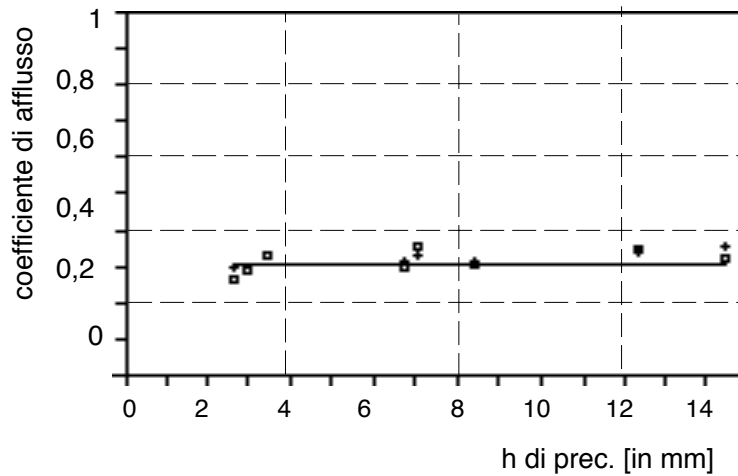
- gli scarti tra i valori del coefficiente di afflusso corrispondenti, in uno stesso bacino, ad altezze totali di pioggia pressoché eguali sembrano dipendere dal grado di umidità e del suolo e dalla durata della pioggia.



Bacino campione Road Florida U.S.A. (US 02)



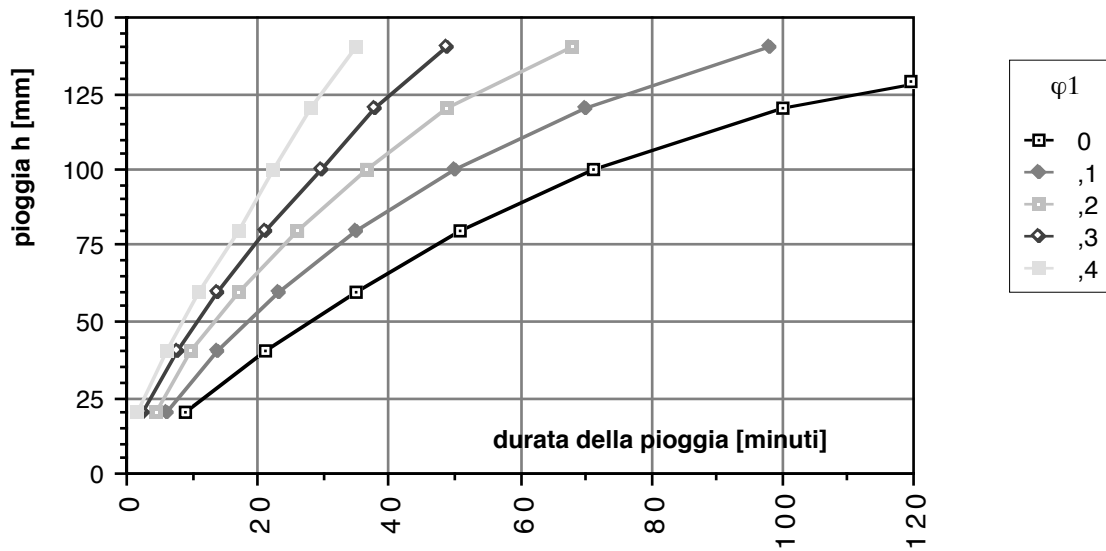
Bacino Munkeisparcken Lyngby Danimarca



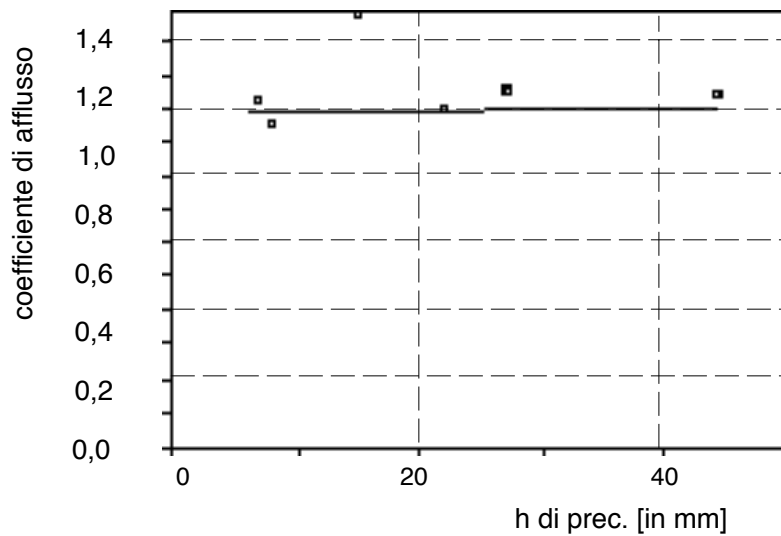
seguenti abachi dai quali é possibile ricavare φ_1 in funzione dell' altezza di precipitazione e della sua durata.

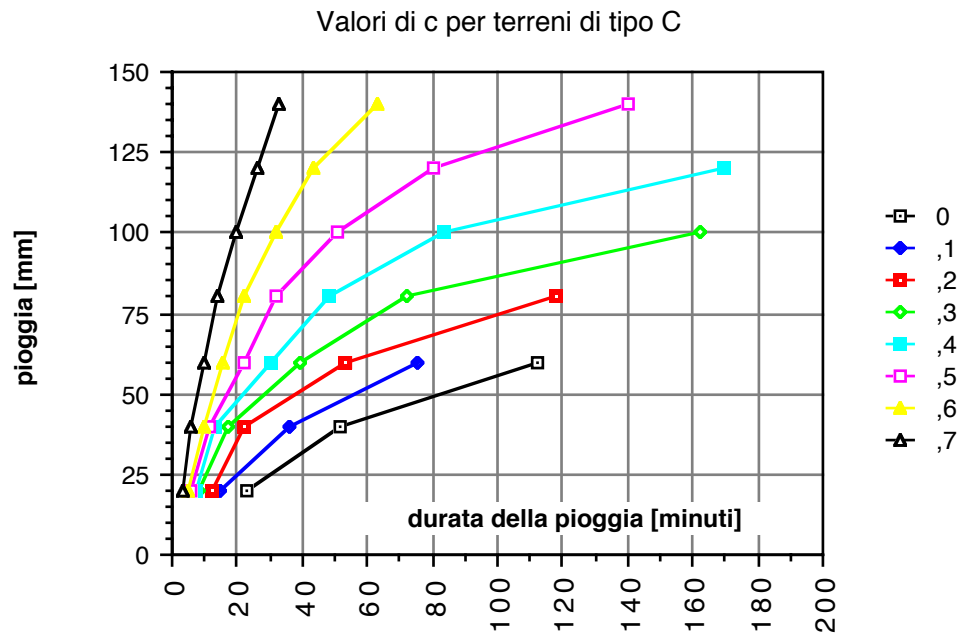
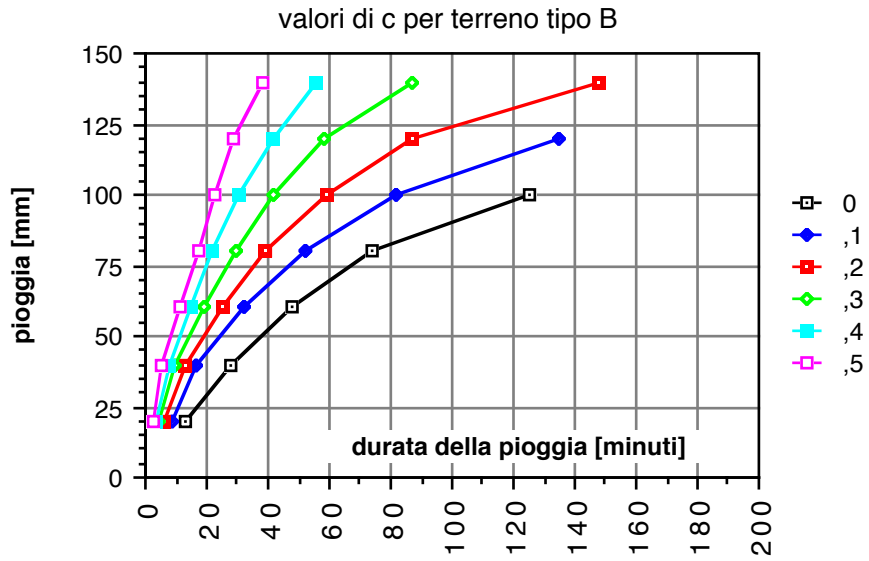
In particolare sono stati proposti 4 differenti grafici in funzione delle caratteristiche del terreno, sulla base della classificazione di Horton

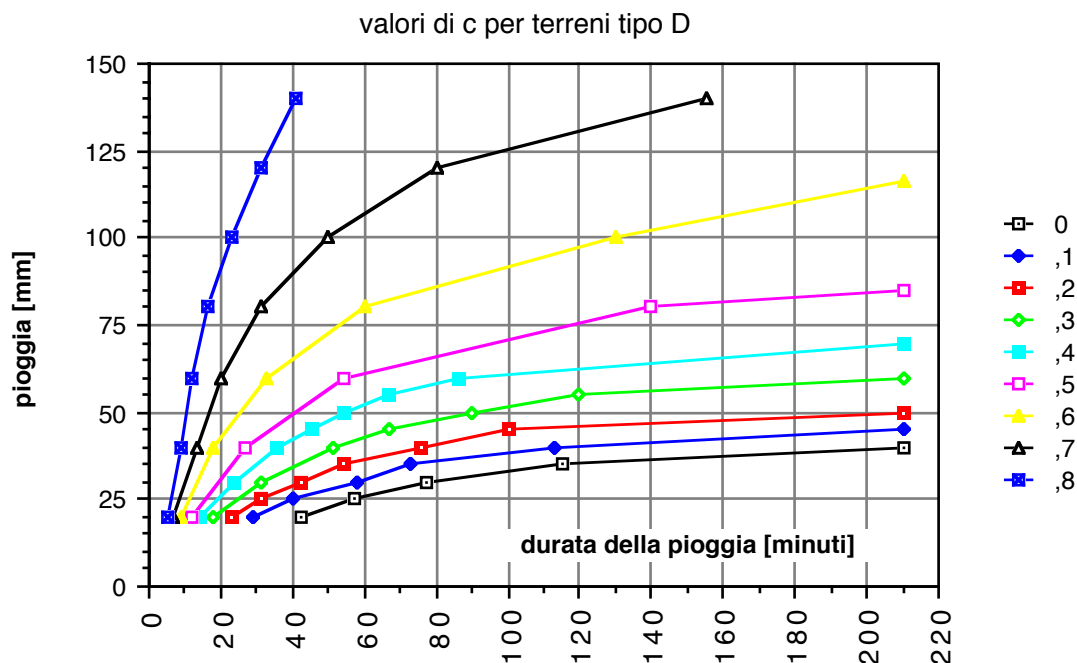
Valori di φ_1 per terreni di tipo A



Bacino Fort Lauderdale Florida U.S.A. (U.S. 03)







Per individuare il tipo di bacino si fa riferimento alla classificazione di Horton così come proposta per il modello ILLUDAS¹¹, che qui di seguito si riporta :

Tipo di bacino	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso: comprendente sabbie profonde con scarsissimo limo ed argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo ; il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili orizzontali pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

¹¹ vedi oltre

E' ovvio che il valore di h da introdurre negli abachi per la determinazione di φ_1 e quindi di φ sarà quello determinato in corrispondenza del tempo di corrivazione e sul quale ci si soffermeremo successivamente.

3.2.1.2 Il coefficiente di ritardo-Precisazione sul tempo di corrivazione

Il coefficiente di ritardo che cui inizialmente il Turazza aveva trascurato, tiene conto del tempo che intercorre tra l'inizio della pioggia e la formazione del colma dell' onda di piena nella sezione fognaria considerata e quindi, indirettamente, dei fenomeni di invaso che si verificano all' interno della rete fognaria.

E' indubbiamente tanto più importante quanto maggiore é tale il detto tempo, quindi è legato al i tempo di corrivazione il cui concetto qui si richiama.

Si definisce tempo di corrivazione T_C relativo ad una sezione di un collettore fognario il tempo che impiega la goccia d'acqua precipitata nel punto idraulicamente più distante del bacino a raggiungere nel nostro caso tramite la fognatura la sezione in parola¹² .

Appena sopra si é ricordato il classico teorema idrologico: "*La portata massima in un collettore di acque meteoriche si verifica quando la precipitazione meteorica ha una durata pari al tempo di corrivazione*".

Tale asserto lo si dimostra valido sotto ipotesi fortemente restrittive e tra esse:

- a) che la legge precipitazione-durata della stessa sia del tipo

$$h = a * t^n \quad (3)$$

- b) che la distribuzione delle acque meteoriche sia uniforme su tutto il bacino;
- c) che l'intensità $L = \frac{h}{t}$ della pioggia per l'intera durata t sia di fatto costante;
- d) che il bacino sotteso della sezione in esame del collettore sia sufficientemente regolare.

Ma tuttavia esso ha una validità pratica abbastanza ampia tale da farlo ritenere valido quasi generalmente.

Sovente alcuni di questi fattori (ritenuta, distribuzione piogge) vengono trascurati dando più peso ad altri (soprattutto a quello di

¹² Con terminologia tratta dalla letteratura anglosassone si suole distinguere il tempo di corrivazione in :

- concentration time (tempo relativo al percorso in condotta)
- inlet time (tempo relativo al percorso fuori condotta)

infiltrazione) e comunque il valore che si introduce nella (3) é spesso valutato in maniera molto approssimata e sulla base dell' esperienza e della sensibilità del progettista.

Dal punto di vista nostro quindi si dovrebbe concludere, tenuti presenti gli argomenti della predetta dimostrazione, che di norma nelle fognature, nell'ipotesi di validità del citato asserto, non si dovrebbe avere ritardo in quanto la massima piena la si ha quando scola tutta la pioggia precipitata, invero, tuttavia il metodo del Turazza, senza il coefficiente di riduzione per il ritardo, sopravvaluterebbe le portate proprio per non tener conto che una parte delle acque precipitate si invasa nella rete fognaria¹³ per poi svasarsi successivamente al colmo di piena.

Non é facile valutare il valore da assegnare a φ_2 . Una stima può essere data con la formula di Bürki :

$$\varphi_2 = \frac{1}{n\sqrt{A}} \quad (4)$$

Dove A é l'area del bacino scolante (in ettari) ed N un coefficiente funzione della pendenza media (j) del canale scolante secondo la formula seguente.

Per n non é stata data una precisa correlazione ma solo tre valori particolari:

j	,1%	,5%	1%
n	4	6	8

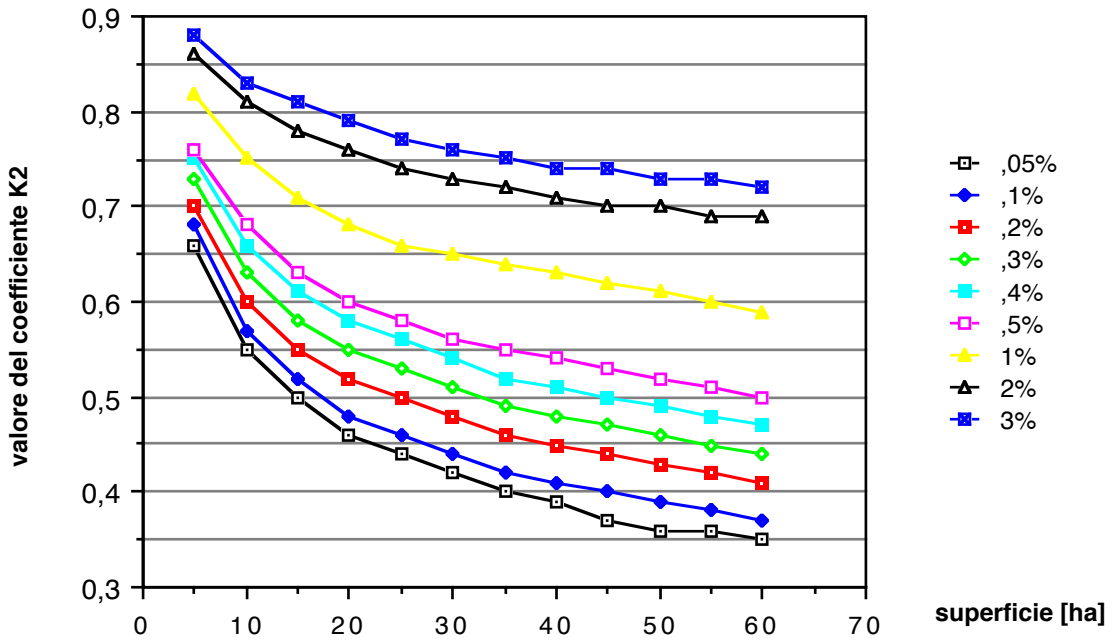
Tuttavia estrapolando opportunamente i tre valori suddetti é possibile ricavare per n la seguente espressione:

$$n = 3,6288 + 4,893 j - ,6428 j^2 \quad (5)$$

dalla quale si ricava l'abaco qui di seguito riportato.

¹³ su tale argomento torneremo più in dettaglio nel seguito, in quanto su tale osservazione é stato fondato il metodo del Fantoli e derivati.

Abaco dei coefficiente di ritardo (Burki modificato)



3.2.1.3 Il coefficiente di ritenuta

Minore importanza hanno gli altri due coefficienti riduttivi delle piogge, il primo di essi, cioè il φ_3 tiene conto della quantità acqua meteorica che anziché prendere la via del collettore fognario si invasa in piccole cavità del terreno che incontra sul suo percorso (pozzanghere, laghetti ecc...)

Di norma tale fenomeno é maggiormente presente nelle zone pianeggianti che in quelle acclivi, così come é più importante dove le superfici sono irregolari.

E' estremamente difficile una sua quantizzazione, il progettista dovrà orientarsi con granu salis tra i valori di 0,8 e 1.

3.2.1.4 Il coefficiente di uniformità

L'ultimo coefficiente tiene conto che ben difficilmente le piogge sono distribuite uniformemente su tutto il bacino e d'altronde anche a voler considerare tale disuniformità, il più delle volte essa non è conosciuta, ne tantomeno esiste oggi una riconosciuta valida legge che ci permetta di tenerne conto.

Sovente si ammette che φ_4 venga posto pari all' unità la qual cosa sembra giustificata, infatti le piogge che mettono in crisi le fognature, almeno nel caso di sistemi di drenaggio non molto estesi, sono limitate oltre che nel tempo anche nello spazio (temporali : fronti freddi) e pertanto tale disuniformità è modesta ed impercettibile.

Ben diverso è nel caso di bacini molto grandi quali quelli di bonifica ai quali, sovente le fognature sono, ed a volte a torto, paragonate, per tali casi si tiene conto della disuniformità di distribuzione delle piogge modificando opportunamente i parametri della curva segnalatrice di possibilità climatica, come vedremo nel seguito.

Secondo recenti studi la valutazione del coefficiente di afflusso φ può effettuarsi tramite la :

$$\varphi = \frac{h - V_i}{h} S_i^* + \frac{H^* \varphi_1 - V_p}{h} S_p^* \quad (4)$$

dove :

- h = altezza di precipitazione , espressa in [mm]
- V_i = volume delle depressioni presenti nella parte impermeabile del bacino espresso in [mm]
- V_p = volume delle depressioni presenti nella parte permeabile del bacino espresso in [mm]
- H^* = altezza di pioggia fittizia sulla parte permeabile del bacino, cioè altezza di pioggia incrementata per tener conto delle zone impermeabili non direttamente connesse alla rete di drenaggio, espresso in [mm] e valutato tramite la :

$$H^* = \frac{S_i + S_p}{S_p} h \quad (5)$$

- S_i^* = rapporto tra la superficie impermeabile del bacino direttamente connessa alla rete fognaria e l' area totale del bacino
- S_p^* = rapporto tra la superficie permeabile del bacino e l' area totale dello stesso
- S_i = superficie impermeabile del bacino non direttamente connessa alla rete fognaria ;
- S_p = superficie permeabile;
- φ_1 = coefficiente di afflusso relativo alla sola infiltrazione.

Che in aree fortemente urbanizzate può semplificarsi nella :

$$\varphi = S_i^* + \varphi_1 (1 - S_i^*) \quad (6)$$

dove φ_1 é deducibile, come già visto, dai diagrammi sopra riportati relativi ad uno ietogramma sintetico di forma triangolare simmetrico¹⁴, in in base al tipo di bacino.

¹⁴ L'uso di un tale diagramma é più cautelativo di quello relativo ad altre forme quale il rettangolare e, poi, é indubbiamente, più aderente alla realtà.

3.2.2 L' intensità di precipitazione

Circa tale intensità ci si è già soffermati in occasione del Cap I, tuttavia in quella sede, data la genericità con il quale è stato affrontato l'argomento, la sua trattazione non è stata di certo esaustiva.

E' necessario pertanto affrontare nuovamente l'argomento ed approfondirlo con particolare riguardo alle piogge di interesse per le reti fognarie.

Con riferimento al concetto a base del metodo di corrivazione di cui al punto 5.4.1.1. del già citato Cap. I cioè che la pioggia critica, vale a dire quella che da il massimo di portata, ha una durata pari al tempo di corrivazione, è evidente che le piogge che interessano per la valutazione dell' intensità di precipitazione ai fini dei calcoli di progettazione e/o verifica delle opere di fognatura sono quelle di durata molto breve, cioè dell' ordine dell' ora e sovente anche inferiore¹⁵.

Da anni è invalso l'uso di regolarizzare i dati relative alle piogge intense, prima di addivenire alle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, con la legge probabilistica di Gumbel

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica più adottate sono o del tipo

$$h = a t^n \quad (7)$$

cioè la classica curva a due parametri

o meglio, per i motivi che verranno esposti nel seguito, del tipo

$$h = \frac{a t}{(1 + b t)^n} \quad (8')$$

$$h = \frac{a t}{(b + t)^n} \quad (8'')$$

$$h = \frac{a t}{b + t^n} \quad (8''')$$

La giustificazione della necessità di tale regolarizzazione sta nella osservazione che, essendo i dati su cui si basano tutte le usuali determinazioni della legge pioggia/durate, basate sui massimi valori annuali

¹⁵ infatti solo se si fa riferimento a collettori fognari molto lunghi, ad esempio della lunghezza di 5 km e con velocità dell' acqua di ,8 m/s avremo un tempo di percorrenza (concentration time) pari a 6250 s vale a dire 1 ora e 45 primi che potrà comportare un tempo di corrivazione dell' ordine delle 2 ore quora ad esso si aggiunga il tempo impiegato dall' acqua in percorsi superficiali prima di raggiungere la rete fognaria. Negli altri casi, avremo, soventemente tempi inferiori all' ora, per i quali i dati scarseggiano.

di pioggia intensa di una data durata é possibile che all' uopo non siano stati presi in considerazione altri importanti valori perché verificatesi in un anno che é stato caratterizzato da un valore ancora più importante me che, invece, sono più significati di valori meno intensi , massimi di altri anni.

Per spiegare meglio il concetto é forse opportuno un riferimento a dati reali.

Qui di seguito sono le piogge intense tratte dagli annali idrologici relativi alla stazione di San Salvo (CH) sita nel bacino fiume Trigno

MASSIME PIOGGE ANNUALI DI DURATA 1, 3,6, 12 e 24 ORE					
ANNO	1 ORA	3 ORA	6 ORA	12 ORA	24 ORA
1951	16	25,2	36	44,2	48
1952	24	28,4	28,6	31	38,8
1953	37,2	53,6	58,4	62	63,6
1954	33	42	45	66,4	120,4
1956	16,4	20	32,6	57,8	69
1957	17	32,8	58,8	78,2	95,2
1958	20,8	30,6	48,6	81,8	113
1959	17,8	29	39,4	47,8	55,6
1960	9,6	20	36	43,4	47,4
1961	17,4	19,4	28,8	39,8	64,8
1962	12,6	20	24,4	44,2	50
1963	43,4	49,6	58,8	58,8	58,8
1964	29,6	36,6	36,8	47,6	59,2
1965	13,8	19,2	26,8	46	51,6
1966	20	26	26,2	28	36,2
1967	38,2	58	112,8	129,6	142,2
1968	54,6	72,8	83,4	85	85
1969	28	43	48,6	92,4	135
1970	40,2	86	89,2	93,6	152,6
1971	12	22,6	25,8	32,4	39,6
1972	21,5	30,6	30,6	34,6	68,8
1973	16,6	19	33,8	45,8	51
1974	31	32,4	32,4	46	58,2
1975	16,2	17,4	21,2	27	29,8
1976	15,6	18	23,8	32,6	52
1977	30	33,8	36	36	41,4
1980	30	70	90	97,6	106
1981	27,2	33,6	48,4	51,8	73
1982	10	21	21	25	38
1983	23	33	35,6	36	67,4
1984	26	28	35,2	36,6	47
1985	8	10,6	22,4	33,4	44,6

Se ad esempio facciamo riferimento alle piogge di un' ora verificatesi nel 1968 ci accorgiamo di una pioggia di 54,6 mm.

Orbene é possibile che nello stesso anno si siano verificate piogge di un' ora di 35 o 40 mm, ad esempio, che solo per essere inferiori a quella sopra citata non sono state riportate.

Di contro troviamo, sempre con riferimento a piogge di un' ora intensità, valori ben minori dei 35 o 40 mm (ve né é una di 8 mm nel 1985 , ma anche tante inferiori ai detti valori)

Pertanto la logica della curva di caso critico, così come vista nel Cap I, va in difetto.

Da ciò la necessità di un metodo di elaborazione che ancorché più complesso, tenga conto che, di fatto, i dati a nostra disposizione sono solo i valori estremi di campioni estratti da una popolazione di dati molto ampia.

La legge probabilistica di Gumbel che, come già visto nel Cap I si esprime con la:

$$P(h) = e^{-e^{-z}} \quad (9)$$

dove:

$$z = \alpha (h - h_0) \quad (10)$$

interpreta appunto un tipo di distribuzione statistica detta proprio dei "valori estremi" che ben si adatta al nostro caso e quindi ci permette di tener conto della possibilità di dati significativi esistenti fa di fatto non presenti nei dati di base.

Al fine di ottenere tale legge si opera costruendo una seconda tabella dove si ordinano i dati di ciascuna colonna (cioé di ciascuna durata) in ordine crescente, nella tabella che segue é stata fatta questa operazione (dalla terza alla settima colonna), la prima colonna é un numero ordinale mentre la seconda contiene le frequenze cumulate corrispondente ai valori delle righe a latere

Vale a dire che se N é il numero totale dei casi osservati , per ciascuna durata, ed i é l'ordinale della riga , la frequenza cumulata varrà:

$$f.c. = \frac{i}{N+1} \quad (11)$$

i	freq. cum.	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
1	0,03030	8	10,6	21	25	29,8
2	0,06061	9,6	17,4	21,2	27	36,2
3	0,09091	10	18	22,4	28	38
4	0,12121	12	19	23,8	31	38,8
5	0,15152	12,6	19,2	24,4	32,4	39,6
6	0,18182	13,8	19,4	25,8	32,6	41,4
7	0,21212	15,6	20	26,2	33,4	44,6
8	0,24242	16	20	26,8	34,6	47
9	0,27273	16,2	20	28,6	36	47,4

10	0,30303	16,4	21	28,8	36	48
11	0,33333	16,6	22,6	30,6	36,6	50
12	0,36364	17	25,2	32,4	39,8	51
13	0,39394	17,4	26	32,6	43,4	51,6
14	0,42424	17,8	28	33,8	44,2	52
15	0,45455	20	28,4	35,2	44,2	55,6
16	0,48485	20,8	29	35,6	45,8	58,2
17	0,51515	21,5	30,6	36	46	58,8
18	0,54545	23	30,6	36	46	59,2
19	0,57576	24	32,4	36	47,6	63,6
20	0,60606	26	32,8	36,8	47,8	64,8
21	0,63636	27,2	33	39,4	51,8	67,4
22	0,66667	28	33,6	45	57,8	68,8
23	0,69697	29,6	33,8	48,4	58,8	69
24	0,72727	30	36,6	48,6	62	73
25	0,75758	30	42	48,6	66,4	85
26	0,78788	31	43	58,4	78,2	95,2
27	0,81818	33	49,6	58,8	81,8	106
28	0,84848	37,2	53,6	58,8	85	113
29	0,87879	38,2	58	83,4	92,4	120,4
30	0,90909	40,2	70	89,2	93,6	135
31	0,93939	43,4	72,8	90	97,6	142,2
32	0,96970	54,6	86	112,8	129,6	152,6

Cardine fondamentale di qualunque regolarizzazione di osservazioni (e quindi di frequenze osservate) con una legge probabilistica é il teorema dell' inferenza statistica dovuto a D. Bernouilli¹⁶ che asserisce la possibilità di confondere le frequenze comulate con la funzione di probabilità quando il campione é sufficientemente grande.

Sotto tale ipotesi la (9) può scriversi come:

$$\text{f.c. (h)} \rightarrow P(h) = e^{-e^{-\alpha (h-h_0)}} \quad (9')$$

Donde, passando ai logaritmi una prima volta:

$$\ln (\text{f.c. (h)}) \rightarrow \ln (P(h)) = - e^{-\alpha (h-h_0)} \quad (9'')$$

Cambiando di segno e passando ai logaritmi una seconda volta:

$$\ln (- \ln (\text{f.c. (h)})) \rightarrow \ln (-\ln (P(h))) = -\alpha (h-h_0) \quad (9''')$$

Che é l'equazione di una retta in un grafico che abbia, sulle ascisse le h e sulle ordinate i $\ln (- \ln (\text{f.c. (h)}))$.

¹⁶ Trattasi sempre di Daniele Bernouilli (1700-1782), enunciatore anche del teorema sulla conservazione dell' energia meccanica dei liquidi

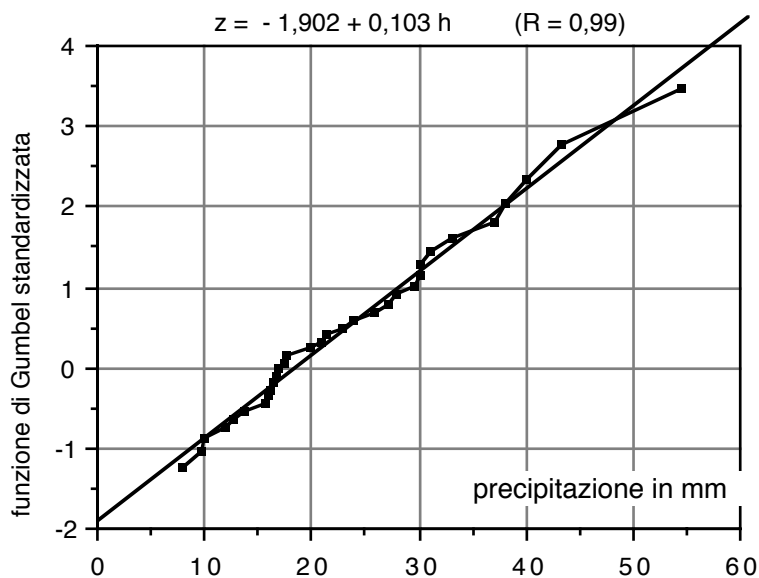
La tabella seguente riporta i valori del primo membro della (9'''), colonna seconda, in relazione ai vari valori di h per le varie durate.

f.c.	ln(f.c.)	ln(- (ln(f.c.)))	1 ORA	3 ORA	6 ORA	12 ORA	24 ORA
0,0303 0	-3,49651	1,25176	8	10,6	21	25	29,8
0,0606 1	-2,80336	1,03082	9,6	17,4	21,2	27	36,2
0,0909 1	-2,39790	0,87459	10	18	22,4	28	38
0,1212 1	-2,11021	0,74679	12	19	23,8	31	38,8
0,1515 2	-1,88707	0,63503	12,6	19,2	24,4	32,4	39,6
0,1818 2	-1,70475	0,53342	13,8	19,4	25,8	32,6	41,4
0,2121 2	-1,55060	0,43864	15,6	20	26,2	33,4	44,6
0,2424 2	-1,41707	0,34859	16	20	26,8	34,6	47
0,2727 3	-1,29928	0,26181	16,2	20	28,6	36	47,4
0,3030 3	-1,19392	0,17724	16,4	21	28,8	36	48
0,3333 3	-1,09861	0,09405	16,6	22,6	30,6	36,6	50
0,3636 4	-1,01160	0,01153	17	25,2	32,4	39,8	51
0,3939 4	-0,93156	-0,07090	17,4	26	32,6	43,4	51,6
0,4242 4	-0,85745	-0,15379	17,8	28	33,8	44,2	52
0,4545 5	-0,78846	-0,23768	20	28,4	35,2	44,2	55,6
0,4848 5	-0,72392	-0,32308	20,8	29	35,6	45,8	58,2
0,5151 5	-0,66329	-0,41054	21,5	30,6	36	46	58,8
0,5454 5	-0,60614	-0,50065	23	30,6	36	46	59,2
0,5757 6	-0,55207	-0,59408	24	32,4	36	47,6	63,6
0,6060 6	-0,50078	-0,69160	26	32,8	36,8	47,8	64,8
0,6363 6	-0,45199	-0,79411	27,2	33	39,4	51,8	67,4
0,6666 7	-0,40547	-0,90272	28	33,6	45	57,8	68,8
0,6969 7	-0,36101	-1,01884	29,6	33,8	48,4	58,8	69
0,7272 7	-0,31845	-1,14428	30	36,6	48,6	62	73
0,7575 8	-0,27763	-1,28146	30	42	48,6	66,4	85

0,7878 8	-0,23841	-1,43376	31	43	58,4	78,2	95,2
0,8181 8	-0,20067	-1,60609	33	49,6	58,8	81,8	106
0,8484 8	-0,16430	-1,80604	37,2	53,6	58,8	85	113
0,8787 9	-0,12921	-2,04630	38,2	58	83,4	92,4	120,4
0,9090 9	-0,09531	-2,35062	40,2	70	89,2	93,6	135
0,9393 9	-0,06252	-2,77226	43,4	72,8	90	97,6	142,2
0,9697 0	-0,03077	-3,48116	54,6	86	112,8	129,6	152,6

Riportando quindi i valori della seconda colonna in ordinate e corrispondentemente i valori delle precipitazioni della durata di 1 ora e poi di 3, 6, 12 e 24 ore, otterremo cinque grafici di cui il seguente è l'esempio per il caso delle piogge di un'ora.

REGOLARIZZAZIONE CON GUMBEL DELLE PIOGGE INTENSE DI UN'ORA



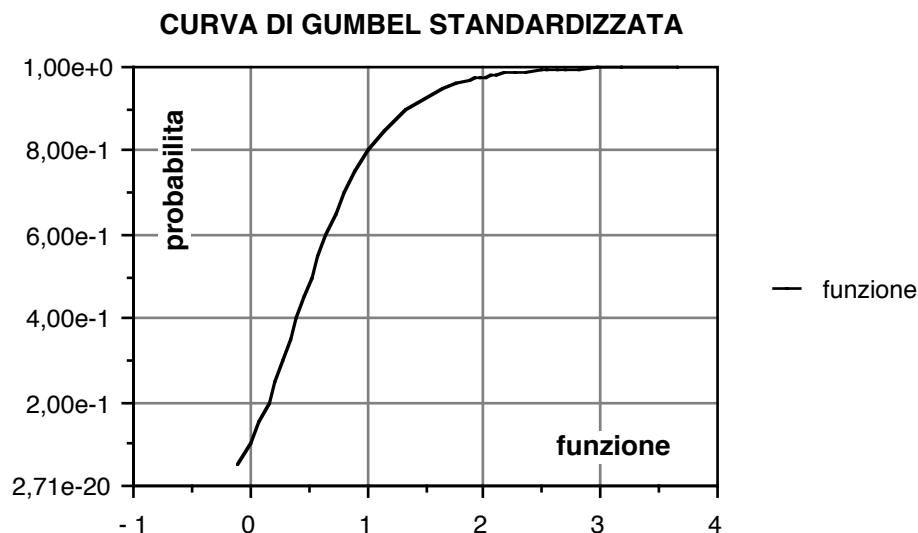
Il grafico di cui sopra riporta anche l'equazione della retta che approssima i punti osservati, sostituendo nella (9) avremo:

$$P(h) = e^{-e^{-(1,902-0,103h)}} \quad (*)$$

Nello stesso modo si otterranno le curve per le piogge intense di 3, 6, 12 e 24 ore.

Prefissato a tal punto uno o più livelli di rischio, cioè il valore di $P(h)$ si ricava dalla (*) ed analoghe (o dai relativi grafici), per ciascun livello di rischio $P(h)$, i 5 valori di h corrispondenti alle piogge di durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

All' uopo la curva seguente facilita il compito in quanto essa rappresenta graficamente la (9) per h_0 . Stabilto il valore di $P(h)$, sulle ordinate, avremo sulle ascisse il valore corrispondente di z da porre poi in ordinate nei grafici lineari di Gumbel per ottenere i valori di h cercati.



E' tuttavia a tal punto da precisare che sovente non viene fissato il livello di rischio $P(h)$ bensì il così detto "tempo di ritorno".

Infatti la individuata distribuzione statistica permette di valutare la probabilità $P(z)$ che possa verificarsi un valore minore o al più uguale a $P(z)$.

La quantità

$$1 - P(z)$$

rappresenta quindi la possibilità che si verifichi un valore superiore a $P(z)$, pertanto l'inverso di tale quantità cioè:

$$T(z) = \frac{1}{1 - P(z)} \quad (12)$$

é il numero di osservazioni che deve essere eseguito per avere valori superiori a $P(z)$.

Essendo dette osservazioni periodiche annuali, detto numero coincide con il tempo da attendere affinché la portata sia maggiore di z .

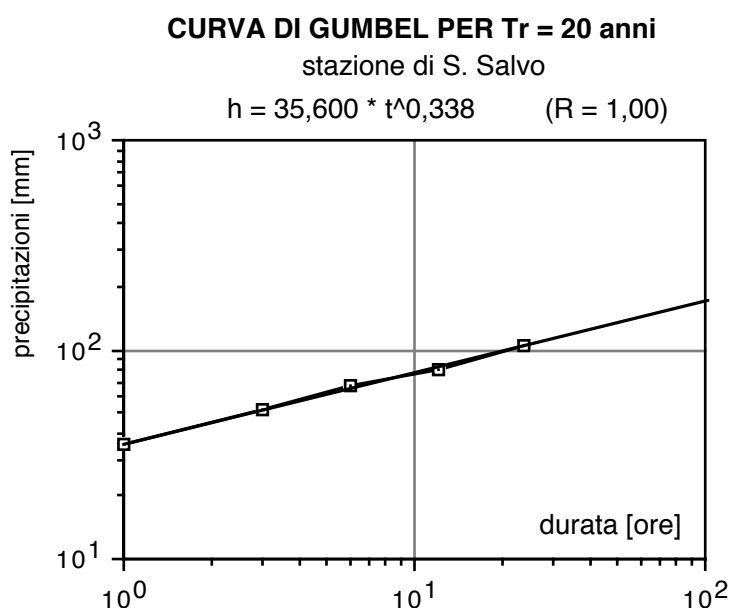
T rappresenterà rappresenta quindi comunque un tempo detto **tempo di ritorno**.

Detti valori di h (cinque per ciascun tempo di ritorno) permettono poi, se opportunamente graficizzati di pervenire alla (7) od alla (8).

Sempre con riferimento ai dati di S. Salvo, per tempi di ritorno di 20, 50 e 100 anni avremo i seguenti valori di h.

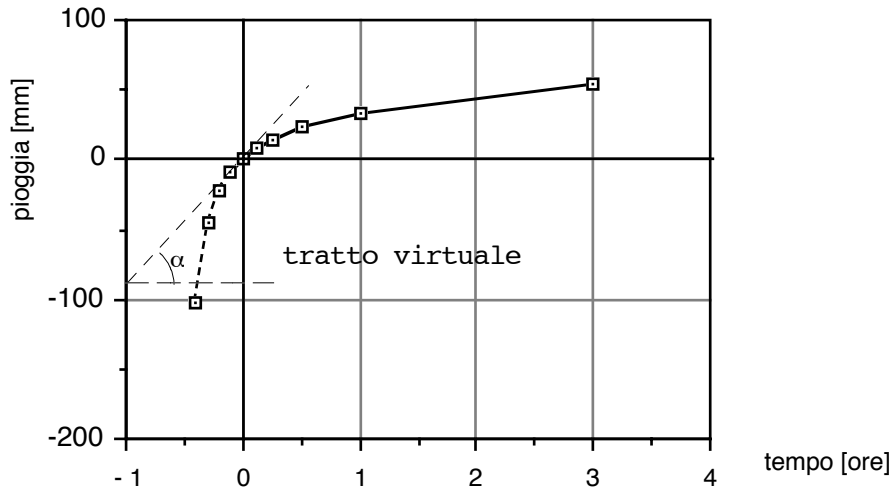
durata	$T_r=20$	$T_r=50$	$T_r=100$
1	35,5	37,5	41,5
3	51	58	62
6	68	71,5	80,5
12	80	88	97,5
24	105	112	122

Con riferimento alla (8) avremo il grafico seguente in scala bilogarithmica, con operazione già ampiamente illustrata a suo tempo (Cap. I) per il metodo dei casi critici.



Per ottenere le curve a tre parametri il procedimento non é semplice, in appendice I sono riportati taluni metodi semplificati che permettono di giungere con una certa facilità a soluzioni approssimate accettabili. La figura seguente mostra l'andamento di una curva segnalatrice di possibilità pluviometria a tre parametri nei dintorni di tempi di durata molto bassi.

Curva di possibilità pluviometrica a tre parametri, andamento intorno a t=0.



α = arco tang. della massima intensità di precipitazione

La (8) può essere scritta nella forma:

$$i = \frac{h}{t} = \frac{a}{(t+c)^n} \quad (12)$$

Da cui è evidente una possibile linearizzazione:

$$\ln(i) = \ln\left(\frac{h}{t}\right) = \ln(a) - n \ln(t+c) \quad (13)$$

Che tuttavia risolve il problema della conoscenza dei parametri a, c, n solo quando si ha conoscenza oltre che delle osservazioni delle piogge intense di durata da 1 a 24 ore anche di quelle di durata inferiore all'ora. Ciò in quanto per durate maggiori all'ora, l'influenza di c è tanto marginale da essere ininfluenza sulla (12).

Occorrerà dunque far ricorso alle tabelle relative alle piogge di forte intensità e breve durata, calcolarne le relative intensità, tentarne una regolarizzazione probabilistica e quindi ottenere almeno un ulteriore punto oltre ai 5 classici (piogge di 1, 3, 6, 12 e 24 ore) per valutare oltre che ad a ed n anche c.

Alcuni autori [Nanni], conte tenuto che spesso gli annali non sono di facile reperibilità danno per la (7) espressioni tipo, valide rispettivamente per tempi di ritorno di 50, 25 e 10 anni e rispondono alle equazioni:

$$i = 70 T^{-0.6}$$

$$i = 50 T^{-0.5}$$

$$i = 40 T^{-0.4}$$

con i in mm/ora e t in ore, valide a loro dire, per i nostri climi.

Una tale prassi non é consigliabile anche perché oggi esistono vari studi *regionali*¹⁷ sovente di non difficile reperibilità che permettono di conoscere i parametri delle curve di possibilità pluviometrica, senza alcuna elaborazione.

Peraltro con la diffusione delle sedi Universitarie, nelle cui biblioteche esistono sempre gli annali idologici, é del tutto ingiustificato il ricorso a valori generici del tipo di quelli appena sopra citati.

¹⁷ Nel senso di studi specifici per determinate regioni idrografiche (quindi nessuna attinenza con le Regioni politiche ed i relativi uffici tecnici)

3.2.3 Correzione dei parametri a ed n in funzione del ragguglio alla superficie del bacino

In un paragrafo precedente, allorquando abbiamo trattato di φ_4 , si é detto che della disuniformità delle piogge sul bacino drenato si poteva tener conto in modo diversi rimandando tale "modo diverso" al seguito.

Affrontiamo ora tale argomento. Il Puppini, sulla base di osservazioni effettuate per la Bonifica Renana ha proposto di sostituire a ed n , coefficienti delle (7) rispettivamente con:

$$a_A = a [1 - 0,084 \frac{A}{100} + 0,007 (\frac{A}{100})^2] \quad (14')$$

$$n_A = n + 0,014 \frac{A}{100} \quad (14'')$$

cioé in pratica di sostituire la (7) con la:

$$h_A = a t^{n_A} \quad (7')$$

al fine di tener conto delle dette disuniformità di distribuzione spaziale delle precipitazioni.

Altri studiosi (Marchetti, 1963) hanno proposto per la (7') coefficienti analoghi ai (14) ma finalizzati alle fognature;

$$a_A = a [1 - 0,06 (\frac{A}{100})^{0,4}] \quad (15')$$

$$n_A = n + 0,003 (\frac{A}{100})^{0,6} \quad (15'')$$

Personalmente riteniamo che nel caso di bacini non troppo estesi, le precedenti correzioni ai parametri a ed n non devono essere apportate.

Ben diversa la situazione in caso di bonifiche dove l'estensione superficiale é enormemente maggiore e quale dei grandi bacini di drenaggio urbano.

All' uopo giova ricordare che le (15) sono state ricavate sulla base di osservazioni di Columbo (1960) relative alla rete fognaria di Milano.

Esse sembra peraltro non siano applicabili per piogge di durata inferiore all' ora, circostanza che conferma la loro validità solo per bacini di grande estensione.

3.2.4 Considerazioni e scelta del tempo di ritorno

La scelta delle curve e quindi del tempo di ritorno viene in genere fatta su considerazioni di carattere tecnico-economico. Si ammette in genere che le fognature debbano avere una vita economica di 40-50 anni e pertanto in questo modo vengono automaticamente scartati tempi di ritorno più lunghi e inoltre si ammette di solito che possono verificarsi disfunzioni una o due volte durante il suo esercizio quindi mediamente ogni 15-20 anni.

Sulla base di quanto sopra esposto è facilmente valutabile la portata massima che secondo il TURAZZA passa attraverso una sezione di un collettore fognario.

Quindi si andrà a verificare la detta sezione fognaria con le formule del moto uniforme.

Nella letteratura anglosassone tale metodo è denominato sia pure con piccole e modeste varianti "THE RATIONAL METHOD" ed è forse quello più usato.

Sulla base del detto metodo e soprattutto grazie al contributo recente di alcuni autori (in genere di scuola non italiana) si stanno sviluppando alcuni nuovi metodi ed in particolare:

- a) il metodo probabilistico dell'analisi del primo ordine;
- b) il metodo misto razionale cinematico.

La letteratura tecnica italiana è invece da anni orientata verso metodi derivanti dalla grande tradizione dell'Idraulica delle bonifiche.

A questa tradizione si ispirano i metodi dell'invaso (di Paladini e Fantoli) ed i suoi derivati alcuni dei quali sono qui di seguito riportati.

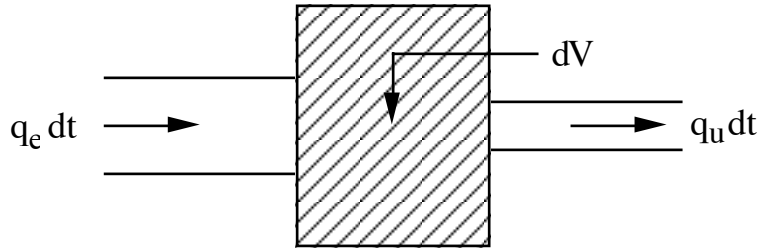
Non è comunque irrilevante notare che all'estero tali metodi, probabilmente per la complessità dei loro calcoli, hanno avuto scarso o poco successo.

3.3 Metodo dell' invaso

Nei primi decenni del XX secolo, come si è già visto, si è sviluppato, essenzialmente in Italia, ad opera di FANTOLI, di PUPPINI ed altri il così detto metodo dell' invaso,

3.3.1 La metodologia del Fantoli

Tale metodo privilegia l' elaborazione della seconda delle equazioni di DE SAINT VENANT (l'equazione di continuità) vale a dire la:



$$q_e dt - q_u dt = dv \quad (16)$$

dove :

- q_e** indica le portate entranti (affluenti) nella rete fognaria ;
- q_u** le portate uscenti dalla estremità del tratto in esame
- dv** indica il volume immagazzinato (invasato) e ceduto dal sistema fognario da e verso l'esterno.

Dimensionare, o meglio verificare un collettore fognario vuol dire verificare che la portata **q_u** transita nella sezione finale del tratto in esame con un certo margine ¹⁸, pertanto occorrerà esplicitare la (1) in **q_u**

Si pongono dunque due problemi :

- valutare le **q_e**
- valutare la legge **v=v(t)**

18 dire con un certo margine significa ammettere che tra la portata massima che dai calcoli risulta dover solleccitare la fogna e quella massima che di fatto è in grado transitare da quello speco, nelle condizioni di pendenza, diametro e sbabrezza fissati sussiste un rapporto del tipo 1/u, dove u è en coefficiente di sicurezza. Su tale argomento torneremo più in dettaglio nel seguito allorquando si tratterà il metodo probabilistico

3.3.1.1 valutazione di q_e

Le portate entranti q_e possono essere stimate facilmente nell' ipotesi semplificativa, usualmente ammessa e che non inficia il procedimento di pioggia uniforme e costante su tutto il bacino fognario, in tal caso, durante la pioggia, di durata t_p la q_e varrà:

$$q_e = q_{e,0} = A * i * \varphi \quad (17)$$

dove :

- A** é l'area del bacino drenato, assunto, appunto che piove su tutto il bacino uniformemente;
- i** é l'intensità (costante nel tempo e nello spazio) di pioggia
- φ** un coefficiente di riduzione delle piogge, pari al rapporto tra il volume di pioggia transitato nella sezione terminale del collettore durante la pioggia e quello piovuto.

dopo la pioggia le portate entranti seguiranno, ovviamente, una legge di esaurimento rappresentata dalla equazione:

$$q_e = q_{e,0} * e^{-\alpha t} \quad (18)$$

Tale espressione é stata riportata solo per completezza di esposizione ma usualmente non viene poi adoperata nel metodo dell' invaso applicato alle fognature¹⁹

¹⁹ Di fatto il metodo dell' invaso ebbe origine non per le fognature per le quali é parere dell' autore che esso non trova giustificazione se non che per grandi opere in zone pianeggianti, dove di fatto l'influenza dell' invaso é notevole, ma per le bonifiche, trattate in altra parte del corso ed alle quali si rimanda per maggiori dettagli

3.3.1.2 valutazione della legge $v=v(t)$

Con riferimento ad un tratto di condotta di sezione qualsiasi la cui area (a sezione piena) sia Ω , di lunghezza L , detto V il volume d'acqua che può essere contenuto nel detto tratto, ovviamente avremo :

$$V = \Omega * L \quad (19)$$

analogamente nel caso che la stessa sezione non sia del tutto piena d'acqua ma che l'area corrispondente alla porzione della stessa occupata da liquido sia ω , avremo :

$$v = \omega * L \quad (20)$$

ne segue che :

$$\frac{v}{V} = \frac{\omega}{\Omega} \quad (21)$$

da cui

$$v = \frac{V}{\Omega} \omega \quad (22)$$

e quindi:

$$dv = \frac{V}{\Omega} d\omega \quad (23)$$

in tal modo si è passati da termini differenziali in v a termini differenziali in ω .

Il successivo passaggio permetterà di esprimere anche ω (e quindi v) in termini di q_u a tal fine si ricorre alla equazione del moto uniforme²⁰, delle varie possibili utilizziamo qui quella di MANNING nella formulazione di STRICKLER, (l'uso di altre formule non cambierebbe nulla), cioè:

$$q_u = \omega K R_m^{2/3} j^{1/2} \quad (24)$$

Si esegua ora il rapporto $\frac{q_u}{Q}$ intendendo con Q la portata del collettore fognario a sezione piena, ovviamente avremo , dopo aver tenuto conto che:

²⁰ Anche in tal caso ammettendo che il moto idraulico nelle fogne sia, ancorché vario, approssimabile a quello uniforme.

$$R_m = \frac{\omega}{C_b} \quad (25)$$

e posto:

$$\beta = \frac{K}{C_b^{2/3}} \quad (26)$$

con C_b contorno bagnato, avremo dunque:

$$q_u = \beta \omega^{5/3} j^{1/2} \quad (27)$$

e quindi che :

$$\frac{q_u}{Q} = \frac{\omega^{5/3}}{\Omega^{5/3}} \quad (28)$$

in prima approssimazione si suole ammettere che l'esponente 5/3 possa confondersi con l'unità²¹, pertanto si avrà:

$$\frac{q_u}{Q} = \frac{\omega}{\Omega} \quad (29)$$

da cui, differenziando:

$$dq_u = \frac{Q}{\Omega} d\omega \quad (30)$$

e sostituendo nella (23) avremo:

$$dv = \frac{V}{Q} dq_u \quad (31)$$

che risolve il secondo problema postoci.

²¹tale approssimazione viene usualmente ammessa per le fogne ma non per le reti di bonifica, dove essa, che sebbene tali opere abbiano comportamento idraulico analogo , non risulta accettabile, date le ben maggiori dimensioni degli specchi. Lo stesso Fanotoli, d'altronde, propose l'adozione di un coefficiente moltiplicativo, correttivo della (29)., che indicò con m e, per esso propose l'espressione :

$$m = 1 + \frac{C}{(\varepsilon - 1,05)}$$

indicando in C= 0.025 il valore numero di tale variabile nel caso di specchi di sezione del tipo di quella adottata prer Milano

Sostituendo ora la (31) e la (17) nella (16) avremo:

$$(A \cdot i \cdot \varphi - q_u) dt = \frac{V}{Q} dq_u \quad (32)$$

e, dividendo per Q si avrà :

$$\frac{A \cdot i \cdot \varphi}{Q} - \frac{q_u}{Q} = \frac{V}{Q} \frac{d}{dt} \frac{q_u}{Q} \quad (33)$$

Si ponga ora:

$$\varepsilon = \frac{\varphi \cdot A}{Q} \quad (34)$$

e, dopo aver sostituito la (34), nella (33) avremo:

$$\varepsilon - \frac{q_u}{Q} = \frac{V}{Q} \frac{d}{dt} \frac{q_u}{Q} \quad (35)$$

separando le variabili , otterremo :

$$dt = \frac{V}{Q} \cdot \frac{d \frac{q_u}{Q}}{(\varepsilon - \frac{q_u}{Q})} \quad (36)$$

che integrata da la :

$$t = - \frac{V}{Q} \left[\ln \left(\varepsilon - \frac{q_u}{Q} \right) \right]_0^t \quad (37)$$

introducendo la condizione iniziale, consistente nell' ipotesi che all' inizio della pioggia ($t=0$) non si abbia flusso nei collettori, cioè $q_u=0$, avremo:

$$t = \frac{V}{Q} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - \frac{q_u}{Q}} \quad (38)$$

da cui segue che il tempo di riempimento t_r sarà dato dalla:

$$t_r = \frac{V}{Q} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \quad (39)$$

Se ora assegnamo ad ε il valore critico, che indichiamo con ε' , cioè quello corrispondente alla pioggia di progetto (od alla pioggia che si presume possa mettere in crisi la fognatura), con la (23) avremo un

efficiente metodo di verifica delle fognature, a condizione che si conosca la durata della pioggia critica.

Infatti:

il dimensionamento adottato risulterà verificato nel caso che il tempo di pioggia t_p sia inferiore o pari al tempo di riempimento delle fogne t_r , cioè nel caso sia verificata la :

$$t_p \leq t_r \quad (40)$$

il dimensionamento adottato non risulterà verificato nel caso opposto, cioè nel caso sia verificata la :

$$t_p > t_r \quad (41)$$

Una tale verifica, ancorché utile non é di certo comoda nella fase progettuale, in quanto costringe il progettista a numerose operazioni per giungere ad un dimensionamento solo per successive approssimazioni, operazioni che chiaramente nel caso già di una rete con non moltissimi rami, può risultare, anche in epoca di computer, estremamente laboriosa, ovviamente lo era ancor di più agli inizi del secolo. Da qui il proliferare di studi sull'argomento tendenti a renderlo progettuale, ove possibile a semplificarlo.

3.3.2 Il metodo del Puppini

La prima modifica in senso progettuale la si deve al PUPPINI che introdusse nella (18) la classica espressione della curva segnalatrice di possibilità climatica, quindi con

$$i = a t^{n-1} \quad (42)$$

nonché impose, che il dimensionamento di progetto corrispondesse alla condizione:

$$t_p = t_r \quad (43)$$

Per imporre tale condizione, indicato con ϵ' il valore critico di ϵ , dovrà essere, dalla (34)

$$t_r = \left[\frac{\epsilon' Q}{\varphi a A} \right]^{\frac{1}{n-1}} \quad (44)$$

e confrontando la (44) con la (39) segue :

$$\frac{\frac{1}{\epsilon'^{n-1}} \frac{1}{Q^{n-1}}}{(\varphi a A)^{\frac{1}{n-1}}} = \frac{V}{Q} \ln \frac{\epsilon'}{\epsilon'-1} \quad (45)$$

da cui :

$$V = \frac{\frac{1}{\epsilon'^{n-1}} \frac{n}{Q^{n-1}}}{\ln \frac{\epsilon'}{\epsilon'-1} (\varphi a A)^{\frac{1}{n-1}}} \quad (46)$$

introducendo ora due nuove variabili:

w invaso specifico, cioè :

$$w = \frac{V}{A} \quad (47)$$

quindi disponibilità di vaso per unità di superficie da drenare;

u coefficiente udometrico²² pari a :

²² il termine viene dal latino *udus* e dal greco *metro* e vuol dire misura dell' umidità

$$u = \frac{q_u}{A} \quad (48)$$

e dividendo per **A**, si ottiene:

$$w = f(n) \frac{u^{\frac{n}{n-1}}}{(\varphi a)^{\frac{1}{n-1}}} \quad (49)$$

che esplicitata in **u** porta dapprima alla:

$$u^{\frac{n}{n-1}} = f_1(n) \frac{(\varphi a)^{\frac{1}{n-1}}}{w^{-1}} \quad (50)$$

dove **f₁** è una funzione di **n**, cioè dell' esponente della curva segnalatrice di possibilità climatica e successivamente alla :

$$u = f_2(n) \frac{(\varphi a)^{\frac{1}{1-n}}}{w^n} \quad (51)$$

dove

$$f_2(n) = f_1(n) \frac{n-1}{n} = f(n) \frac{1-n}{n} = \left(\frac{1}{\varepsilon^{n-1}} \right) \frac{1-n}{n} \quad (52)$$

la funzione **f₂(n)** è di fatto variabile in un range sufficientemente ristretto, per cui si può adottare, per esso un valore approssimato che a seconda delle unità di misura che si adottano è il seguente :

- per;

u	in l/s * ha	(litri al secondo per ettaro) ,
w	in m	(metri)
a	in m / h-n	(metri su ore elevate a -n)

si ha :

$$f_2(n) = 2168 * n \quad (53)$$

che diventa:

$$f_2(n) = 2058 * n \quad (54')$$

nel caso si tenga conto del coefficiente correttivo del FANTOLI.

Invece per
u in l/s * a (litri al secondo per ara) ,

w in m (metri)
a in m / s⁻ⁿ (metri / secondi elevati a -n)

si ha :

$$f_2(n) = 0,78 * n \quad (55)$$

in tale ultimo caso i valori di **a** e di **n** della curva segnalatrice di possibilità climatica vanno rapportati dalle dimensioni consuete (mm ed ore) a quelle necessarie per la applicazione della (38) , pertanto:

$$a [m * s^n] = \frac{a [mm * h^n]}{1000 * 3600^n} \quad (56)$$

a titolo esemplificativo il coefficiente a= 50 della :

$$h = 50 t^{0,5} \quad [mm]$$

diventa :

$$a = \frac{50}{(1000 * 3600^{0,5})} = .00083 \quad [m]$$

.c.3.3 3 Il metodo del Supino

Se nella (38) :

$$t = \frac{V}{Q} \ln \frac{\varepsilon}{\frac{q_u}{\varepsilon - Q}} \quad (38)$$

poniamo:

$$q = Q \quad (57)$$

avremo la :

$$T_r = \frac{V}{Q} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \quad (58)$$

da cui :

$$V = \frac{Q T_r}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} \quad (59)$$

e considerato che il massimo valore di V si avrà per:

$$\frac{dV}{dT_r} = 0 \quad (60)$$

ne segue, tenuto conto che:

$$\varepsilon = (K | A ; Q) = \frac{K a T_r^{(n-1)} A}{Q} \quad (61)$$

la :

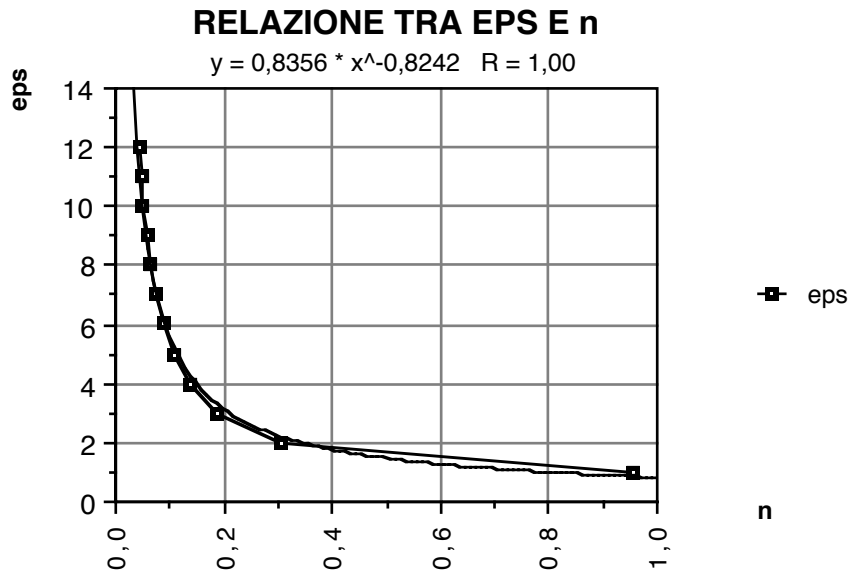
$$\frac{dV}{dT_r} = \frac{Q \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} + T_r Q \frac{n-1}{(\varepsilon - 1) T_r}}{\left(\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)^2} \quad (62)$$

dunque:

$$n = 1 + (\varepsilon - 1) \ln \frac{\varepsilon - 1}{\varepsilon} \quad (63)$$

che permette il calcolo di ε in funzione di n .

Poiché all' epoca del Supino non era facile risolvere la (63) in ε , egli stesso ha fornito un grafico che la interpreta:



nonché fornito la seguente espressione approssimata²³:

$$\varepsilon = 3,93 - 8,21 n + 6,26 n^2 \quad (63')$$

valida per:

$$0,25 < n < 0,7$$

Pertanto valutati a ed n segue immediatamente quella di ε e quindi di V tramite la :

$$V = \frac{Q}{n \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1}} * \left(\frac{e Q}{K a A} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (64)$$

Ne segue che se V é minore o pari al V_{max} disponibile il canale risulta essere verificato cioè idoneo a recepire senza esondazione la pioggia più pericolosa.

²³ Sullo stesso grafico del Supino é indicata una relazione logaritmica che interpreta sufficientemente bene la (63):

$$\varepsilon = 0,8356 n^{-0,8242} \quad (63'')$$

3.3.4 Il metodo del De Martino

Un'elaborazione semplificata del metodo dell'invaso è stata proposta da De Martino nel 1949 col proposito di dare al metodo stesso una formulazione semplice che si prestasse allo studio di aree di piccola estensione (minori di 30 ha)

Il metodo, in pratica, preso atto che la forma del bacino incide poco sulla portata effluente, consiste nel fornire tramite talune tabelle qui di seguito riportate i valori dei coefficienti di ritardo φ_2 da porre nella:

$$Q_{\max} = \frac{10}{3,6} \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \varphi_4 s A \quad (65)$$

con ovvio significato dei simboli:

- φ_1 coefficiente di infiltrazione
- φ_2 coefficiente di ritardo
- φ_3 coefficiente di ritenuta
- φ_4 coefficiente di distribuzione delle piogge
- s pendenza della fognatura
- A area del bacino

Il De Martino ha fornito 3 tabelle corrispondenti ai seguenti tre valori di invaso specifico :

$$w = 20 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$w = 30 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$w = 40 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Ciascuna tabella fornisce poi il valore di φ_2 in funzione dei seguenti parametri:

- s_b pendenza media del bacino;
- i intensità di precipitazione
- A Area del bacino (in range)
- φ_1 coefficiente di infiltrazione

Tabella di De Martino relativa a $w = 20$ [m³/s]

pendenza s_b	mm/ora	$\varphi_1 =$	$\varphi_1 =$	$\varphi_1 =$	$\varphi_1 =$	$\varphi_1 =$	$\varphi_1 =$	$\varphi_1 =$	$\varphi_1 =$	$\varphi_1 =$
		0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	0,7
	50	0,47	0,52	0,55	0,44	0,48	0,52	0,42	0,45	0,48
0,0005	100	0,52	0,57	0,60	0,49	0,53	0,56	0,45	0,48	0,52

	150	0,5 7	0,6 3	0,66	0,52	0,57	0,60	0,47	0,50	0,53
	200	0,6 3	0,6 9	0,74	0,55	0,60	0,63	0,48	0,51	0,54
0,001 0	50	0,4 8	0,5 2	0,56	0,45	0,50	0,54	0,43	0,47	0,51
	100	0,5 3	0,5 9	0,63	0,49	0,55	0,59	0,46	0,51	0,55
	150	0,5 9	0,6 6	0,72	0,53	0,60	0,64	0,48	0,53	0,58
	200	0,6 5	0,7 4	0,81	0,58	0,66	0,70	0,50	0,56	0,61
0,005 0	50	0,5 0	0,5 5	0,60	0,49	0,55	0,58	0,46	0,51	0,57
	100	0,5 6	0,6 4	0,69	0,53	0,60	0,65	0,49	0,56	0,61
	150	0,6 6	0,7 5	0,80	0,60	0,68	0,73	0,54	0,62	0,67
	200	0,7 7	0,8 9	0,94	0,68	0,78	0,83	0,60	0,70	0,75
0,010 0	50	0,5 1	0,5 6	0,62	0,50	0,56	0,60	0,47	0,53	0,59
	100	0,5 7	0,6 6	0,70	0,55	0,62	0,67	0,51	0,58	0,63
	150	0,6 8	0,7 9	0,84	0,63	0,72	0,78	0,57	0,66	0,70
	200	0,8 1	0,9 6	1,03	0,73	0,84	0,91	0,64	0,75	0,81
0,050 0	50	0,5 2	0,5 8	0,65	0,51	0,57	0,63	0,48	0,55	0,61
	100	0,6 0	0,6 8	0,74	0,57	0,65	0,71	0,53	0,61	0,67
	150	0,7 1	0,8 5	0,92	0,66	0,79	0,87	0,61	0,72	0,80
	200	0,8 6	1,0 9	1,23	0,79	0,98	1,12	0,72	0,86	1,00

Tabella di De Martino relativa a $w = 30$ [m³/s]

pendenza S_b	mm/ora	$\varphi_1=0,3$	$\varphi_1=0,5$	$\varphi_1=0,7$	$\varphi_1=0,3$	$\varphi_1=0,5$	$\varphi_1=0,7$	$\varphi_1=0,3$	$\varphi_1=0,5$	$\varphi_1=0,7$
0,0005	50	0,42	0,17	0,42	0,43	0,46	0,49	0,39	0,43	0,46
	100	0,48	0,54	0,57	0,46	0,51	0,54	0,43	0,47	0,51
	150	0,53	0,60	0,66	0,49	0,54	0,58	0,44	0,48	0,52
	200	0,56	0,66	0,69	0,52	0,58	0,61	0,45	0,49	0,53
0,0010	50	0,44	0,49	0,55	0,42	0,49	0,52	0,41	0,46	0,50
	100	0,49	0,56	0,60	0,45	0,52	0,56	0,43	0,49	0,52
	150	0,54	0,63	0,67	0,50	0,57	0,61	0,46	0,51	0,55
	200	0,60	0,70	0,75	0,55	0,63	0,67	0,48	0,54	0,58
0,0050	50	0,45	0,51	0,56	0,45	0,52	0,56	0,42	0,48	0,53
	100	0,50	0,59	0,64	0,49	0,56	0,61	0,45	0,53	0,57
	150	0,55	0,66	0,71	0,54	0,63	0,70	0,50	0,59	0,64
	200	0,62	0,82	0,90	0,62	0,72	0,82	0,55	0,66	0,73
0,0100	50	0,46	0,52	0,57	0,46	0,52	0,57	0,44	0,49	0,54
	100	0,52	0,60	0,65	0,50	0,58	0,63	0,47	0,55	0,59
	150	0,58	0,70	0,75	0,57	0,67	0,73	0,52	0,62	0,67
	200	0,65	0,80	0,90	0,65	0,81	0,87	0,59	0,71	0,78
0,0500	50	0,47	0,53	0,58	0,47	0,53	0,58	0,45	0,50	0,55
	100	0,53	0,62	0,67	0,51	0,59	0,65	0,48	0,56	0,61
	150	0,60	0,72	0,80	0,59	0,71	0,79	0,54	0,67	0,73
	200	0,70	0,90	1,00	0,70	0,87	0,98	0,63	0,80	0,89

Tabella di De Martino relativa a $w = 40$ [m³/s]

pendenza S_b	mm/ora	$\varphi_1 = 0,3$	$\varphi_1 = 0,5$	$\varphi_1 = 0,7$	$\varphi_1 = 0,3$	$\varphi_1 = 0,5$	$\varphi_1 = 0,7$	$\varphi_1 = 0,3$	$\varphi_1 = 0,5$	$\varphi_1 = 0,7$
0,0005	50	0,40	0,44	0,48	0,40	0,44	0,47	0,38	0,42	0,45
	100	0,45	0,51	0,55	0,43	0,48	0,51	0,40	0,44	0,47
	150	0,50	0,56	0,61	0,46	0,52	0,55	0,42	0,47	0,50
	200	0,54	0,62	0,67	0,49	0,55	0,59	0,44	0,48	0,51
0,0010	50	0,40	0,46	0,51	0,40	0,45	0,49	0,39	0,42	0,46
	100	0,46	0,53	0,58	0,44	0,49	0,53	0,41	0,46	0,50
	150	0,52	0,60	0,65	0,48	0,54	0,58	0,44	0,50	0,53
	200	0,57	0,66	0,71	0,52	0,60	0,64	0,46	0,53	0,56
0,0050	50	0,42	0,48	0,53	0,42	0,46	0,51	0,40	0,43	0,49
	100	0,48	0,56	0,61	0,46	0,53	0,58	0,43	0,50	0,54
	150	0,54	0,63	0,68	0,51	0,60	0,66	0,47	0,56	0,61
	200	0,60	0,70	0,75	0,56	0,69	0,75	0,50	0,62	0,69
0,0100	50	0,43	0,49	0,54	0,43	0,47	0,52	0,41	0,44	0,50
	100	0,49	0,57	0,62	0,47	0,54	0,59	0,45	0,51	0,56
	150	0,55	0,64	0,69	0,53	0,63	0,69	0,49	0,59	0,63
	200	0,61	0,72	0,77	0,59	0,73	0,80	0,55	0,65	0,72
0,0500	50	0,44	0,50	0,55	0,44	0,48	0,53	0,42	0,45	0,51
	100	0,50	0,58	0,63	0,49	0,56	0,61	0,46	0,53	0,57
	150	0,56	0,66	0,71	0,55	0,67	0,74	0,51	0,62	0,68
	200	0,62	0,74	0,79	0,63	0,80	0,90	0,57	0,73	0,82

3.4 Metodo del Caquot

Il modello di Caquot (1940) si basa sulla osservazione che la portata di punta Q_p in una data sezione di un sistema fognario urbano avente a monte un bacino di area A , e che si verifica al tempo T_p in quella sezione, risponde all' equazione :

$$\frac{1}{6} \varphi_4 h A \varphi_{(1\div 3)} = [\delta (t_1+t_2) + \beta t_p] Q_p \quad (66)$$

dove :

- $h =$ altezza di precipitazione (in mm) caduta nel tempo t_p ;
- $\varphi_4 =$ coefficiente di distribuzione spaziale delle piogge (ammesso che h sia misurata nel centro del bacino)
- $\beta t_p Q_p =$ volume d'acqua che transita nelle sezione considerata;
- $\delta (t_1+t_2) Q_p =$ é il volume d'acqua immagazzinato nella rete idrografica (e che é servito per costituire il tirante necessario per dare energia al moto);

Il coefficiente $\frac{1}{6}$ é conseguenza del fatto che :

- A é in ettari; [ha]
- h in millimetri; [mm
-]
- t_1, t_2, t_p in minuti

ed

- Q_p in m^3/s .

Il membro di destra della (66) rappresenta il volume di pioggia pervenuto alla rete idrografica valutato a partire dalle piogge verificatesi, conto tenuto che αh rappresenta la pioggia media sul bacino (in mm) che moltiplicata per A é il volume piovuto (in $mm \cdot ha = 10^{-1} m^3$). Tale prodotto a sua volta moltiplicato per $\varphi_{(1\div 3)}$ (coefficiente di riduzione) da appunto, il volume di cui sopra.

Il membro di sinistra é ancora lo stesso volume, questa volta calcolato come:

la portata transitante

più

portata immagazzinata nella rete

come del resto é ovvio dai simbolo già spiegati in precedenza. Tale volume é espresso in $60 \cdot m^3$.

Ovvio, dalle unità di misura adottate, il motivo della presenza del coefficiente $\frac{1}{6}$.

E' ancora da precisare il significato di t_1 , t_2 , t_p nonché di φ_1 , β e δ :

t_1+t_2 é il massimo dei tempi che la particella d'acqua meteorica perviene alla sezione fognaria considerata, dunque il ben noto tempo di corrivazione t_c ;

t_p si é già detto, per inciso, essere il tempo di pioggia;

β é un coefficiente di riduzione che permette di passare dal volume di pioggia a quello transitante nella fogna;

$\varphi_{(1\div 3)}$ é il prodotto dei coefficienti φ_1 e φ_3 già a suo tempo definiti;

δ é un coefficiente che, in qualche modo, tiene conto del fenomeno dell' invaso. Invero tiene conto del volume che si immagazzina fin tanto che l'acqua precipitata sul bacino raggiunga quel tirante che é necessario perché essa si metta in moto.

Sulla base del ben noto principio che il massimo di portata si ha quando:

$$t_c = t_p$$

Esplicitando la (66) in Q_p si ottiene la :

$$Q_p = \frac{\frac{1}{6} \varphi_4 h A \varphi_{(1\div 3)}}{[\delta t_c + \beta t_c]} \quad (67)$$

e dunque:

$$Q_p = \frac{\varphi_4 \varphi_{(1\div 3)} A}{6 (\delta + \beta)} \frac{h}{t_c} \quad (67')$$

da cui, posto :

$$k = \frac{\varphi_4}{6(\delta + \beta)} \quad (68)$$

e

$$\bar{i} = \frac{h}{t_c} \quad (69)$$

segue la :

$$Q_p = k \varphi_{(1 \div 3)} A \bar{i} \quad (70)$$

dunque, è ancora una variante del metodo razionale.

Se ora si tiene conto che l'intensità di pioggia può essere espressa, oltre che in funzione di t_c anche del tempo di ritorno t_r , tramite la :

$$\bar{i} = a(t_r) t_c^{n(t_r)} \quad (71)$$

nonché che la legge di distribuzione spaziale è esprimibile con la:

$$\varphi_4 = A^{-\xi} \quad (72)$$

avremo che la (67') diventa funzione esplicita di t_c .

Il Caquot ha formulato per t_c la seguente espressione:

$$t_c = \mu(E) s^c A^d Q_p^f \quad (73)$$

dove:

s è la pendenza media della rete scolante²⁴;

E è un fattore di forma del bacino definito dalla:

$$E = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad (74)$$

²⁴ s assume il seguente significato:

$$s = \left(\frac{L}{\sum L_j} \right)^2 \sqrt{s_j}$$

L é la lunghezza del percorso corrispondente al t_c

circa gli altri termini si vedrà nel seguito.

Combinando la (67') con le (71), (72) e (73), avremo :

$$Q_p = \left(\frac{a \mu^b}{6(\delta + \beta)} \right) \left(\frac{1}{1-bf} \right)^{\frac{bc}{1-bf}} s \varphi_{(1 \div 3)} \left(\frac{1}{1-bf} \right)^{\frac{bd+1-\zeta}{1-bf}} A \quad (75)$$

dunque tramite opportune posizioni si perviene alla:

$$Q_p = K(t_r, E) s^{u(t_r)} \varphi_{(1 \div 3)}^{v(t_r)} A^{w(t_r)} \quad (76)$$

Si può ipotizzare che per un dominio sufficientemente piccolo delle variabili $A, s, \varphi_{(1 \div 3)}, E, t_r$ sia possibile trovare una combinazione unica dei nove parametri $a, n, c, d, \mu, \zeta, \beta, \delta$.

Il dominio di variabilità sarà:

$$A \leq 200 \text{ ha}$$

$$,002 \leq s \leq ,05$$

$$,02 \leq \varphi_{(1 \div 3)} \leq 1$$

$$E=2$$

Per tale dominio avremo:

mentre a i classici della curva e di pluviometr

$d = 0,51$	$\mu = ,5$
$f = -,29$	$\beta + \delta = 1,1$
$c = -,41$	$\zeta = ,05$

ed n sono coefficienti segnalatric possibilità ica²⁵

E' precisare che per $E \neq 2$ si può adottare la:

ancora da

$$Q_p(E, t_r) = Q_p(2, t_r) \xi(E, t_r) \quad (77)$$

dove:

²⁵ Ovviamente una formula a tre paramtri della curva di possibilità pluviometrica é sempre più precisa ma rende il metodo non esplicito.

$$\xi(E,t) = \left(\frac{E}{2}\right)^{0,7b} \quad (78)$$

4. Idraulica delle condotte fognarie

Come é ben noto le acque fognarie vengono trasportate con condotte a pelo libero, fatti salvi alcuni modesti tratti ove, gioco forza, sono necessari sollevamenti meccanici.

Pertanto é all' Idraulica del pelo libero che occorre fare riferimento per studiare il deflusso di tali acque.

Le canalizzazioni per fognatura possono avere, ed hanno avuto nel passato, le forme piú disparate, ma in quanto segue faremo riferimento solo a sezioni circolari od ovoidali che, nell' ordine, sono quelle attualmente piú adottate.

In particolare ci soffermeremo dapprima sulle sezioni circolari successivamente estenderemo taluni risultati, mutatis mutandis, agli spechi ovoidali e semiovoidali.

Qualsivoglia sia la forma dello speco esso viene dimensionato affinché la parte della sua sezione occupata dall' acqua non vada, per la portata di progetto, oltre i $\frac{3}{4}$ dell' altezza dello speco stesso.

Il generale l'altezza dal fondo del pelo libero dovrà essere compresa, sempre nel caso della portata di progetto, tra i $\frac{2}{3}$ ed i detti $\frac{3}{4}$.

Ciò sia per garantire che comunque si verifichi la condizione di pelo libero, ma anche perché:

- é necessario che nello spazio non occupato dall' acqua vi possano trovare alloggio gli immissari secondari evitando che in essi si verifichino fenomeni di rigurgito;
- é neccassaria la circolazione di un certo quantitativo d'aria al fine di evitare che sull' acqua fognaria, comunque carica di batteri e microrganismi, possano instaurarsi fenomeni di trasformazione anaerobica, in generale sgraditi.

Con termine preso in prestito dalla Tecnica delle costruzioni, chiameremo *sezione parzializzata* la sezione dello speco occupata dal liquido.

In quanto segue inoltre ammetteremo che, almeno per tratti idraulicamente significativi, il condotto fognario potrà essere trattato come un'alveo cilindrico.

Nonostante tale ipotesi il moto dell' acqua fognaria non é di certo un moto idraulicamente uniforme, infatti poiché la portata é una funzione del tempo, in generale il moto sarà vario.

Pertanto dovremmo fare riferimento, per i calcoli relativi alle equazione seguente:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{v^2}{2g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + j \quad (1)$$

con ovvio significato dei simboli.

La (1) come è noto, nel caso di canali a pelo libero può poi scriversi nella forma:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(h + \alpha \frac{v^2}{2g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + j - s \quad (2)$$

dove:

- h è l'altezza dell' acqua misurata dal fondo del canale;
- j rappresenta la perdita di carico idraulica per unità di ascissa curvilinea
- s la pendenza del fondo

e con ovvio significato degli altri simboli.

Poiché integrare la (2) non è di certo agevole, è invalso l'uso di verificare i canali fognari per la portata massima (di calcolo), cioè la dove:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0$$

pertanto la (2) diventa:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(h + \alpha \frac{v^2}{2g} \right) = +j - s \quad (2')$$

nell' ipotesi poi di canale cilindrico è possibile ammettere che intorno al colmo si abbia anche:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(h + \alpha \frac{v^2}{2g} \right) = 0$$

Pertanto in base alle ipotesi suddette, i termini della (2) sotto derivata sono entrambi nulli e la (2) diventa:

$$j = s \quad (3)$$

che equivale ad ammettere che le fognature possono verificarsi con le formule del moto uniforme.

Pertanto avremo, a seconda che si adottino, per le perdite di carico, l'espressione di Chezy o quella di Manning, la :

$$j = \frac{V^2}{\chi^2 R_m} \quad (4)$$

oppure la :

$$j = \frac{V^2}{K^2 R_m^{\frac{4}{3}}} \quad (5)$$

Nella prima il coefficiente χ dipende dal Raggio medio R_m e quindi non é monomia.

Come é noto per χ possono adottarsi le espressioni di Kutter e di Bazin, risapettivamente:

$$\chi = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R_m}}} \quad (6)$$

$$\chi = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_m}}} \quad (7)$$

dove m e γ sono dei coefficienti che tengono conto della scabrosità delle pareti dell' alveo ed i relativi valori sono riportati sui manuali.

Analogamente anche il K , coefficiente di Strickler²⁶, della (5) é funzione della scabrezza delle pareti ed anch'esso é riportato sui manuali.

Qui di seguito si riportano i valori più consueti.

TABELLA

condizioni di scabrezza della parete

Recentemente é stato proposto di adottare per j l'espressione di Darcy-Weisback, vale a dire:

²⁶ Il Manning nella (5) aveva posto

$$n = \frac{1}{K}$$

ma la letteratura europea ha sempre preferito il K di Stricker all' n di Manning (forse perché numericamente meno si discosta dal c di Chezy). Oltre a Strickel, valori significativi di K sono stati dati anche da Gaukler.

$$j = \frac{\lambda}{4 * R_m} \frac{v^2}{2g} \quad (8)$$

dove λ é dato da espressioni del tipo di quella di Prandt-Collebrook.

Ma non si condivide tale impostazione non perché non corretta ma perché, oltre a portate a notevoli complicazioni nei calcoli, può altresì indurre a pensare ad un affinamento e quindi ad una maggiore precisione dei calcoli stessi, cosa invece manifestamente non veritiera.

Pertanto in quanto segue faremo esclusivo riferimento alle formule classiche ed in particolare all'espressione di Manning, così come scritta in (5) perché più comoda in quanto monomia.

Si é già detto che faremo riferimento, dapprima, a sezioni circolari; orbene per queste, avremo :

$$\omega = \frac{\pi D^2}{4} \left(1 - \frac{\alpha}{\pi} + \frac{\text{sen } \alpha \cos \alpha}{\pi} \right) \quad (9)$$

nonché:

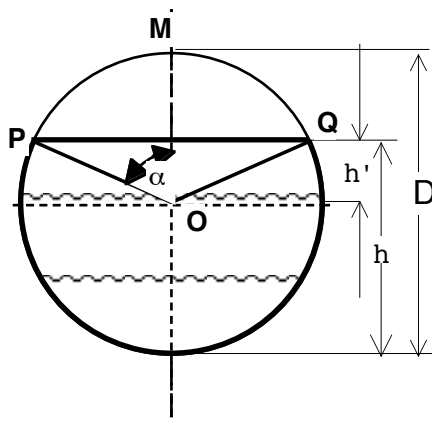
$$C_2 = D (\pi - \alpha) \quad (10)$$

$$R_m = \frac{\pi D}{4} \frac{\left(1 - \frac{\alpha}{\pi} + \frac{\text{sen } \alpha \cos \alpha}{\pi} \right)}{(\pi - \alpha)} \quad (11)$$

Dalle quali é evidente che sia l'area che il contorno bagnato e quindi il raggio medio della sezione parzializzata dipendono esclusivamente dall'angolo α e dall'area della sezione piena

Questa osservazione é stata molto comoda nel passato (e lo é tuttora) in quanto ci permette di eseguire i calcoli per la sezione piena e poi trasportarli a quella parzializzata con facilità.

Infatti con riferimento alla figura a latere, tenuto conto che :



$$h' = \frac{D}{2} \cos \alpha$$

pertanto che:

$$\cos \alpha = \frac{2h-D}{D}$$

e che quindi l'area della sezione parzializzata può essere calcolata come differenza tra l'area totale e l'area della differenza tra la sezione circolare superiore OPMQ ed il triangolo isoscele OPQ. Cioé:

$$\omega = \frac{\pi D^2}{4} - \left(\frac{D}{2}\right)^2 \arccos \alpha + \frac{D^2}{4} \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \quad (12)$$

donde la (9).

In conseguenza dalla esclusiva dipendenza da α e quindi da h delle caratteristiche geometriche della sezione parzializzata (oltre che dai valori a sezione piena), anche V e Q dipenderanno solo da tali parametri.

Infatti sostituendo la (5) nella (3) ed esplicitando in V avremo:

$$V = K R_m^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

ed analogamente:

$$Q = \omega V = \omega K R_m^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad (14)$$

Dalla precedente considerazione é ovvia la possibilità di ricondurre il calcolo di Q e V a quello dei rapporti r_Q , r_V in funzione del rapporto r_h , dove :

$$r_V = \frac{V}{V^*} \quad (15)$$

$$r_Q = \frac{Q}{Q^*} \quad (16)$$

$$r_h = \frac{h}{D} \quad (17)$$

nonché :

$$V^* = K \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad (18)$$

$$Q^* = \frac{\pi D^2}{4} K \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad (19)$$

dunque avremo:

$$r_V = \frac{V}{V^*} = \frac{K R_m^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}}{K \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}} \quad (20)$$

$$r_Q = \frac{Q}{Q^*} = \frac{\omega K R_m^3 \dot{\varphi}^2}{\frac{\pi D^2}{4} K \left(\frac{D}{4}\right)^3 s^2} \quad (21)$$

semplificando diventano:

$$r_V = \frac{R_m^3}{\left(\frac{D}{4}\right)^3} \quad (20')$$

$$r_Q = \frac{\omega R_m^3}{\frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{D}{4}\right)^3} \quad (21')$$

ssostituendovi le (11) e le (9):

$$r_V = \frac{\left(\frac{\pi D}{4} \frac{\left(1 - \frac{\alpha}{\pi} + \frac{\text{sen } \alpha \cos \alpha}{\pi}\right)}{(\pi - \alpha)}\right)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{D}{4}\right)^3} \quad (20'')$$

$$r_Q = \frac{\omega \left(\frac{\pi D}{4} \frac{\left(1 - \frac{\alpha}{\pi} + \frac{\text{sen } \alpha \cos \alpha}{\pi}\right)}{(\pi - \alpha)}\right)^{\frac{2}{3}}}{\frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{D}{4}\right)^3} \quad (21'')$$

che semplificate diventano:

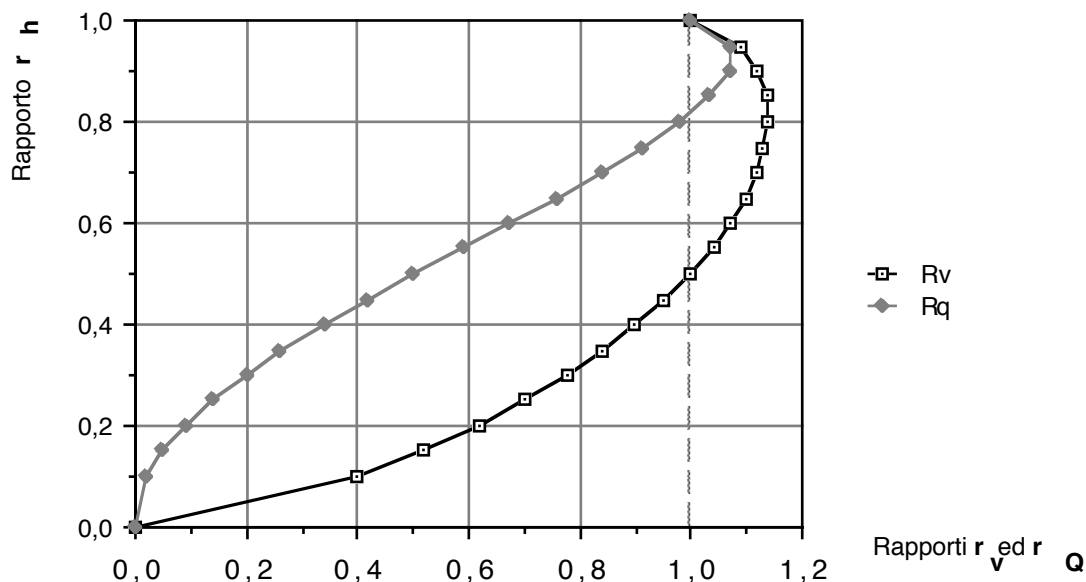
$$r_V = \left(\pi \frac{\left(1 - \frac{\alpha}{\pi} + \frac{\text{sen } \alpha \cos \alpha}{\pi}\right)}{(\pi - \alpha)}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (20''')$$

$$r_Q = \left(1 - \frac{\alpha}{\pi} + \frac{\text{sen } \alpha \cos \alpha}{\pi}\right) \left(\pi \frac{\left(1 - \frac{\alpha}{\pi} + \frac{\text{sen } \alpha \cos \alpha}{\pi}\right)}{(\pi - \alpha)}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (21''')$$

Dalle precedenti é evidente che i detti rapporti sono indipendenti da D e dipendono solo da α ergo dal rapporto r_h .

Pertanto furono redatti dei grafici sui quali in funzione del menzionato rapporto r_h sono riportati gli altri due rapporti r_v ed r_Q .

Quello che segue é il grafico relativo, appunto alla sezione circolare, dove in funzione di r_h (in ordinata) sono in ascisse i valori di r_Q e r_v .

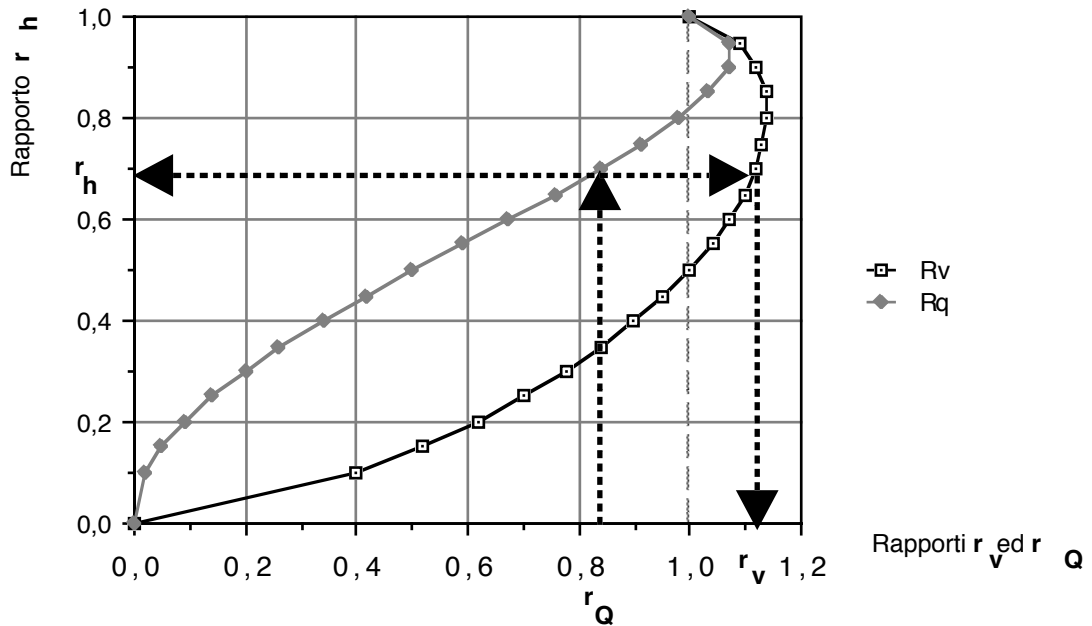


Analogamente posso essere redatti grafici analoghi per altri tipi di sezioni

E' opportuno aggiungere qualche considerazione circa l'uso di tali grafici:

In genere, fissato un diametro di primo tentativo (o meglio di predimensionamento) si calcola dapprima il valore Q^* cioè della portata a sezione piena tramite una delle note formule specifiche, poi si passa al calcolo di r_Q come rapporto tra la portata massima che la fogna dovrà trasportare e quella Q^* della sezione piena.

Si riporta tale valore di r_Q sull'asse delle ascisse e sulla verticale corrispondente si individua l'intersezione con la linea dei rapporti delle portate.



Quindi tracciando l'orizzotale da tale punto si legge sull' asse delle ordinate il valore di r_h e , successivamente sempre lungo la stessa orizzontale si individua il punto di intersezione della stessa con la curva dei valori di r_v . Abbassando da tale punto la veriticale si ottiene appunto r_v .

Ottenuti r_h ed r_v moltiplicandoli rispettivamente per h e per v si ottengono, rispettivamente h e v , cioè l'altezza d'acqua sul fondo del canale e la relativa velocità media.

Si giunge così all' atto della verifica.

La prima delle verifica consta indubbiamente nella :

$$Q_s \leq v Q_r \quad (22)$$

dove:

Q_s e' la portata da trasportare;

Q_r e' la portata che la condotta e' capace di trasportare;

v un coefficiente di sicurezza .

Invero tale condizione é di fatto imposta allorquando in sede di predimensionamento si é fissato il diametro, e, nota la pendenza e la scabrezza della condotta, conseguentemente la Q_r assunta pari alla portata

a sezione piena²⁷. In genere si assume $v = 1$, anche se personalmente si dissente da questa scelta che, per i motivi che verranno esposti nel seguito²⁸, non risulta oculata.

Le ulteriori operazioni constano nel verificare:

1 che:

$$\frac{2}{3} D \leq h \leq \frac{3}{4} D \quad (23)$$

cioè che l'altezza dell' acqua dal fondo sia tale da lasciare almeno un franco di $\frac{1}{4}$ dell' altezza dello speco all' aria e che d'altra parte non si verifichi un eccessivo sovraddimensionamento;

2 che la velocità v sia contenuta entro valori accettabili. Non esiste in proposito, in Italia, a tuttoggi una norma specifica sulle velocità massime e minime delle acque nei condotti fognari. Ci dovremo pertanto rifare a normativa di altri paesi. Comunque in generale è da precisare che velocità troppo alte porrono ad erosione della condotta fognaria e quindi a diminuirne la durata, di contro velocità eccessivamente bassa comportano tempi di percorso nella fognatura lunghi e la possibilità di instaurarsi di fenomeni di trasformazione anaerobica della sostanza organica che poi, essendo questi irreversibili, inficierebbero l'instaurarsi dei processi aerobici nei depuratori.

4.1 I valori limiti accettabili per la velocità

Di tali valori limiti avremo sia quelli inferiori che quelli superiori.

I valori limiti inferiori interessano solo nel caso di fognature nere o miste.

Il CAMP indica sulla base delle ricerche di SHIELDS che la velocità minima V_{\min} richiesta per trasportare un materiale di peso specifico γ_s diametro medio D_s dipende essenzialmente da D_s e γ_s e solo marginalmente dalla forma della condotta e dai tiranti dell'acqua.

Egli propone la seguente relazione:

$$V_{\min} = K R^{\frac{1}{6}} \sqrt{B (\gamma_s - 1) D_s}$$

²⁷ Non è mai opportuno confidare nella maggiore portata conseguente ad un reimpimento del 90 % circa.

²⁸ Vedi paragrafo relativo ai metodi probabilistici.

con ovvio significato dei simboli e con $B = 0,04 \div 0,08$

Il valore inferiore è relativo all'inizio del moto delle particelle granulari, quello superiore assicura una adeguata velocità di autopulizia della fognatura.

Ne segue che, ad esempio, una velocità di 0,6 m/s è sufficiente per assicurare la rimozione ed il successivo trasporto di particelle di sabbia fino a 0,1 mm di diametro e fino a 15 mm se di materiale organico".

Negli USA pur non esistendo prescrizioni precise in materia, l'ASCE indica una velocità minima a condotta piena di:

0,6-0,75 m/s per le fognature nere

e

0,9 m/s per quelle unitarie o meteoriche

ma da la prescrizione qualitativa che "nel progetto di una fognatura nera deve essere perseguito, fin dal primo periodo di funzionamento della opera, l'ottenimento di velocità tali da assicurare la rimozione ed il trasporto dei prevedibili depositi per le condizioni di deflusso medio, o almeno per le condizioni di punta".

Per le fognature unitarie sempre l'A.S.C.E. raccomanda "che la velocità di autopulizia sia raggiunta non solo in corrispondenza di piogge straordinarie ma anche per eventi meteorici moderati, e quindi più frequenti, in quanto tali sistemi sono ovviamente soggetti a depositi nei periodi asciutti".

Le norme Svizzere prevedono un minimo di velocità di 0,6 m/s equivalente circa allo 0,8% la pendenza minima della fognatura.

Le norme Inglesi danno come limite inferiore lo 0,76 m/s da raggiungersi "anche solo per brevi periodi al giorno in corrispondenza dei tiranti in condotta per le condizioni di portata ridotta"

La normativa Tedesca indica in 0,5 m/s la velocità minima (per le condizioni di punta).

Come si vede i dati purtroppo non sono omogenei e pertanto non sono tra loro confrontabili, la norma più severa sembra quella Svizzera.

Le istruzioni per la compilazione degli elaborati dei progetti di fognature redatte dal Consiglio Superiore LL.PP. nel 1970 prescrivono invece che la "velocità relativa alle portate $m^3/giorno$ non dovrà di norma essere inferiore a 0,5 m/s, quando ciò non si potesse realizzare dovranno essere interposti in rete adeguati sistemi di lavaggio"

I limiti superiori. sono in relazione alla possibilità di evitare danneggiamenti per abrasione alla superficie interna dei manufatti.

Secondo il citato manuale A.S.C.E. è raccomandabile fissare un massimo di 3 m/s per le fognature nere, valore superabile per fogne unitarie o meteoriche stante la saltuarietà del relativo cemento dei manufatti.

Le norme Svizzere fissano il valore massimo per la velocità di 6 m/s, riferito alle portate di magra.

Quelle Tedesche consentono velocità massime da 6 a 8 m/sec in relazione alla idoneità delle superfici interne dei manufatti fognanti.

Le norme Inglesi non ritengono necessari fissare per le velocità alcun limite superiore. Esse si basano sulla considerazione che esperienze relativamente recenti avrebbero sminuito il temuto effetto abrasivo dei liquami ancorchè molto carichi.

Le istruzioni del Consiglio Superiore LL.PP. fissano in 4 m/s il massimo della velocità relativa alla portata di punta per le acque nere ed in 5 m/s per le acqua meteoriche. Ma le stesse istruzioni precisano che la velocità di esercizio per i quali i suddetti limiti hanno solo valore indicativo, devono comunque essere correlati alla resistenza all' usura dei materiali costituenti il paramento intrinseco delle fogne.

Sulla base di tale indicazione sembra di dover condividere la tendenza ad accettare velocità anche elevate perchè risulta più economico realizzare canalizzazioni con pendenze elevate che pozzetti di salti od altri manufatti atti a diminuire la velocità che comunque comporterebbero anche complicazioni gestionali

4.2 Critiche alla verifica basata sulle formule del moto uniforme

Le formule del moto uniforme non sono in grado di tener conto di alcune circostanze che di fatto si verificano in un condotto fognario.

Qui di seguito se ne sintetizzano alcune:

- 1) il moto nelle canalizzazioni può passare alternativamente da:
 - pelo libero a condotta in pressione
 - pelo libero lento a pelo libero veloce;
- 2) il verso del moto nelle canalizzazioni soprattutto la dove la pendenza é modesta può non essere determinato e conforme alla pendenza dei canali, a causa:
 - di canali confluenti che rigurgitano
 - di effetti di incroci in corrispondenza di pozzetti e nodi;
- 3) la rete può essere chiusa (cioé ad anello o con linguaggio più specialistico: molteplicemente connessa), mediante canalizzazioni di collegamento che hanno lo scopo di ottimizzare gli effetti di vaso (caso tipico è la fognatura di Milano);
- 4) nella rete sono quasi sempre presenti manufatti particolari quali pozzetti di ispezione, di lavaggio, scaricatori di piena, impianti di sollevamento, vasche volano, paratoie, ecc.

Tutto ciò comporta la non applicabilità della (14).

Per superare queste critiche sono stati impostati vari modelli, tuttora raramente utilizzati nella pratica professionale ma che indubbiamente sono destinati a sostituire i sistemi tradizionali cui dianzi, dei quali si riferirà nel seguito.

5 Modelli di sistemi di drenaggio urbano

Da ormai alcuni anni va affermandosi la possibilità di sostituire ai sistemi classici sin qui visti (corrivazione ed invaso, nelle loro varie forme) dei modelli matematici di sistemi di drenaggio urbano, che in sintesi avendo come input una certa *pioggia di progetto od una pioggia reale* permettano di ricostruire la trasformazione di tale afflusso in deflusso fognario ed eventualmente di calcolare e/o verificare la stessa rete fognaria.

Purtoppo, come sempre accada quando un problema non è risolto definitivamente, dello stesso esistono tante soluzioni, nessuna delle quali del tutto soddisfacente ma invece molte delle quali hanno taluni aspetti ampiamente positivi ed altri meno. Il Mignosa consio di tale situazione, nella sua relazione al Seminario sui deflussi urbani tenutosi a Camigliatello Silano nel 1987 così si esprimeva " non è affatto facile fornire un quadro completo, e nel contempo organico, di tutti i modelli esistenti nel mondo"

"Alcuni pregevoli articoli in questo senso sono senz'altro la relazione generale tenuta dal prof. B.C. Yen al Convegno di Dubrovnik dell'86; i primi capitoli, dovuti allo stesso Yen, del Volume 14 di Advances in Hydrosceince (1986) e le relazioni generali tenute dal prof. Cao e dal prof. Paoletti al Convegno di Idraulica e Costurzioni Idrauliche di Padova (sempre del 1986)"

Già tentare una classificazione dei modelli è arduo infatti si possono prendere a base vari criteri, quali ad esempio :

- il problema specifico che si prefiggono di risolvere;
- il tipo di impostazione matematica adottata
- il tipo di calcolatore necessario per la loro implementazione

Yen fornisce le seguenti possibilità di classificazione dei modelli:

A. Scopo del modello	a) progetto: b) simulazione c) gestione ottimale d) controllo delle piene e) controllo degli inquinanti	- progetto idraulico - ottimizzazione - analisi del rischio
-----------------------------	---	---

B. Input del modello	a) singolo evento b) simulazione continua	
C. Approccio teorico	a) deterministico b) probabilistico c) puramente statistico d) stocastico	
D. Approccio metodologico	a) modelli globali b) modelli distribuiti	
E. Approccio fisico	a) idrologico (equazione di conservazione + legame concettuale) b) idraulico (equazioni di conservazione della massa e delle quantità di moto)	

Non é questa la sede di una disamina di tutti i possibili modelli, pertanto in quanto segue faremo esclusivo riferimento ai modelli deterministici. dando i criteri generali e poi formando le schede, elaborate dal Mignosa (loc cit.) con le caratteristiche sintetiche dei vari modelli disponibili.

Un modello matematico di tipo deterministico può essere scomposto nei seguenti blocchi che a loro volta sono, spesso dei veri e propri sottomodelli:

- 1) blocco di INPUT
- 2) blocco di DEPURAZIONE²⁹

²⁹ In questa sede con tale termine si intende con depurazione la separazione dalle piogge totali delle piogge nette, cioè depurare le piogge totali dalla quota che non affluisce alla fognatura.

- 3) blocco di TRASFORMAZIONE afflussi netti-deflussi
- 4) blocco di PROPAGAZIONE all'interno della rete di drenaggio.

Esaminiamo brevemente le caratteristiche di ogni singolo blocco.

5.1 Sottomodelli di Input

E' una delle parti più importanti del modello per la quale tuttavia nonostante esistano svariate osservazioni e dati, al contrario non si é ancora raggiunta una unicità di approccio.

Peraltro possono essere diverse le finalità del modello e quindi esiste una effettiva diversa necessità di approccio del modello di input

Pertanto in quanto segue faremo distinzione tra :

- 1 Modelli del singolo evento e modelli di simulazione continua
- 2 Modelli a input differenziato o uniforme nello spazio
- 3 Ietogrammi reali e sintetici

Tutti però hanno come base uno ietogramma (cioé l'istogramma di una precipitazione)

5.1.1 Modelli del singolo evento e modelli di simulazione continua

Buona parte dei modelli, a causa delle limitazioni dovute alle semplificazioni introdotte nel blocco di depurazione, non è in grado di considerare l'evolversi nel tempo delle perdite idrologiche durante i periodi di tempo asciutto intercorrenti tra un evento e l'altro, quindi prevede come ingresso soltanto precipitazioni isolate e di una certa importanza.

In particolare ciò che é difficile da quantizzare é il recupero delle capacità di infiltrazione sulle parti permeabili del bacino e lo svuotamento delle depressioni superficiali (per post-infiltrazione ed evaporazione) sia sulle aree impermeabili che quelle permeabili.

E' tuttavia da tener presente che alcuni modelli (ILLUDAS, SWMM), nati anch'essi per la simulazione di eventi isolati, sono stati successivamente modificati in modo da poter considerare precipitazioni composite anche intervallate da lunghi periodi di tempo asciutto (simulazione continua).

L'utilità dei modelli di simulazione continua è evidente in quei casi in cui occorra conoscere con buona approssimazione non solo e non tanto le portate di picco durante gli eventi intensi, ma piuttosto l'andamento complessivo dei volumi affluenti in fognatura per lunghi periodi, come nel caso occorra studiare, ad esempio:

- il dimensionamento di vasche di laminazione;
- la quantità dei volumi (e degli inquinanti) allontanati attraverso scaricatori;

- vasche di carico e/o aspirazione di impianti di sollevamento

5.1.2 Modelli a input differenziato o uniforme nello spazio

Un evento meteorico non è mai uniforme nello spazio.

In particolare le precipitazioni brevi e di forte intensità, che come già più volte asserito, sono quelle che normalmente mettono in crisi le fognature, presentano spesso una fortissima variabilità spaziale.

Alcuni modelli sono in grado di considerare input differenziati nei singoli sottobacini in cui può essere scomposto il bacino complessivo, mentre altri non prevedono questa possibilità.

Fase di simulazione.

In tal caso input che considerino una pioggia uniforme sono di norma inaccettabili infatti è contraddittorio utilizzare un modello di propagazione sofisticato all'interno della rete di drenaggio quando le portate in ingresso nelle singole caditoie (o nei singoli sottobacini) sono ricavate con piogge spazialmente mediate che possono essere anche molto lontane dalla realtà.

Fase di progetto

La sopramenzionata limitazione è meno sentita perché in generale non ha senso progettare una rete fognaria per eventi spazialmente disuniformi

Tuttavia, può essere però qualche volta interessante verificare l'influenza del movimento dell'evento meteorico di progetto nei confronti della rete che si sta analizzando: in questo caso un modello ad input differenziato consente di inserire nei singoli sottobacini lo stesso ietogramma traslato temporalmente, simulando in qualche modo l'effetto del movimento dell'evento meteorico stesso.

5.1.3 Ietogrammi reali e sintetici

Tutti i modelli che consentono la simulazione di un evento reale sono evidentemente atti a considerare come ingresso un evento sintetico di progetto.

Alcuni di essi (URBIS, MOUSE, UCSTORM), però, sono in grado di generare automaticamente ietogrammi sintetici di varia durata e forma sulla base delle curve di possibilità pluviometrica della zona in esame.

Questa possibilità può essere utile per preparare rapidamente numerosi eventi sintetici e verificare l'influenza della variabilità temporale della precipitazione sui deflussi nella rete di drenaggio.

5.2 Sottomodelli di depurazione (piogge depurate dalle perdite)

Il sottomodello di depurazione ha lo scopo di definire l'entità e l'andamento temporale delle perdite idrologiche che si verificano su di un bacino urbano durante e dopo la precipitazione. Anche se non mancano pregevoli tentativi di analisi rigorosa del fenomeno (Akan e Yen, 1984) l'approccio metodologico è normalmente basato su equazioni di tipo empirico o semi-teorico.

Del resto la grande variabilità spaziale delle caratteristiche di infiltrabilità del terreno consente soltanto stime mediate su superfici non piccolissime.

Si vedano a questo proposito le esperienze condotte mediante infiltrometri da Ericsson e Hard su di un bacino sperimentale svedese riportate in Arnell (1980).

Delle quattro principali cause di perdite idrologiche:

- evapotraspirazione,
- velo d'acqua sul terreno (soggetto alla tensione superficiale),
- infiltrazione
- detenzione nelle depressioni superficiali,

le prime due sono normalmente trascurate nei modelli di simulazione di eventi isolati in quanto di modesta entità.

5.2.1 Sottomodelli di infiltrazione

L'infiltrazione sulle zone permeabili o semi-permeabili del bacino è senz'altro il fenomeno quantitativamente più ragguardevole.

A parte i modelli che ignorano completamente il contributo al deflusso delle aree permeabili (TRRL) e che possono trovare giustificazione solo in climi in cui le intensità di precipitazione sono sempre modeste se comparate con le capacità di infiltrazione, la maggior parte dei modelli si appoggiano sui seguenti schemi (Cao, 1986):

i) **equazione di Horton:**

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad (1)$$

dove:

- $f(t)$ è la capacità di infiltrazione al tempo t
- f_c è la capacità di infiltrazione limite
- f_0 è la capacità di infiltrazione all'inizio dell'evento
- k è una costante di esaurimento

ii) **metodo SCS-CN:**

$$V_{\text{eff}}(t) = \frac{(P(t) - I_a)^2}{(P(t) - I_a + S)} \quad (2)$$

dove:

$V_{\text{eff}}(t)$ é il volume complessivamente defluito
 fino all'istante t
 P é il volume complessivamente affluito fino all'istante t
 S é il volume massimo immagazzinabile nel terreno a saturazione
 I_a é il volume d'acqua perduto prima che abbia inizio lo scorrimento superficiale

Usualmente si ammette :

$$I_a = 0,2 S$$

S è valutabile secondo la formula

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

che riconduce la determinazione di S alla determinazione di CN (Curve Number), variabile tra 0 e 100 ed di cui si riporta tabella numerica.

<i>Tipo di copertura (uso del terreno)</i>	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Terreno coltivato				
senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
con trattamenti di conservazione	62	71	78	81
Terreno a pascolo				
Cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Praterie				
Buone condizioni	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestali				
Terreno sottile, sottobosco povero	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi				
buone condizioni con almeno il 75% dell' area con copertura erbosa	39	61	74	80
condizioni normali con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
Distretti industriali (impermeabilità 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali				
Impermeabilità media intorno al 65%	77	85	90	92
Impermeabilità media intorno al 38%	61	75	83	87
Impermeabilità media intorno al 30%	57	72	81	86
Impermeabilità media intorno al 25%	54	70	80	85
Impermeabilità media intorno al 20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabilizzati, tetti	98	98	98	98
Strade				
Pavimentate, con cordoli e fognature	98	98	98	98
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta	72	82	87	89

iii) **equazione di Philip:**

$$f(t) = f_c + 0,5 s t^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

dove s è un parametro caratteristico denominato "sorptivity" dall'Autore.

iv) **metodo di Green e Ampt:**

$$f = f_c \left(1 + \frac{\delta \mu}{F} \right) \quad (4)$$

dove:

δ è il deficit di umidità relativa iniziale del suolo rispetto
 μ alla saturazione
 δ la tensione capillare al fronte di umidificazione

ed

F il valore cumulato dell'infiltrazione.

Prescindendo dal diverso tipo di equazione utilizzata per l'infiltrazione, i vari modelli differiscono anche per la metodologia di applicazione.

Alcuni (Chicago Hydrograph, ILSD) considerano anche lo svuotamento che le depressioni superficiali sulle aree permeabili subiscono per infiltrazione qualora l'intensità di precipitazione sia inferiore alla capacità di infiltrazione stessa

Altri (SWMM) sono in grado di simulare i fenomeni di infiltrazione che avvengono a spese dello scorrimento superficiale dopo la fine della pioggia.

La maggior parte, comunque, trascura questi effetti di mutua interazione tra infiltrazione, immagazzinamento e scorrimento superficiale, ed applica le equazioni dell'infiltrazione alla sola pioggia lorda.

5.2.2 Sottomodelli relativi al trattenimento da parte delle depressioni superficiali

Meno significativa, ma non sempre trascurabile potendo raggiungere in qualche caso l'entità di alcuni millimetri è la perdita che avviene sul bacino per immagazzinamento nelle depressioni superficiali: con questa dizione normalmente si intende il volume d'acqua che, essendo caduto o avendo raggiunto zone depresse del bacino, non può confluire nella rete di drenaggio e viene allontanato solo per evaporazione od infiltrazione.

A causa della impossibilità di uno approccio analitico dovuto alla sconoscenza della geometria puntuale che provoca tale trattenimento di

acqua, tutti i modelli, trattano il fenomeno in maniera sintetica cioè sottraendo alla precipitazione, un volume d'acqua S_d .

I modelli si distinguono per il modo con cui viene effettuata la sottrazione.

S_d può essere sottratto :

- od in blocco all'inizio dell'evento
- o distribuito nel tempo con una legge di tipo esponenziale.

Inoltre, alcuni modelli applicano questa sottrazione sulle parti permeabili del bacino:

- dopo aver considerato il fenomeno di infiltrazione,
- altri
- come perdita iniziale.

5.3 Sottomodelli di scorrimento superficiali

Uno degli aspetti più complessi e difficili è la realizzazione di un modello matematico dello scorrimento superficiale che si genera sulle superfici scolanti del bacino durante e dopo l'evento meteorico presenta.

Tale moto dell' acqua è di certo influenzato da:

- effetti viscosi (Re)
 - forze gravitazionali (Fr),
- e
- dalla tensione superficiale (We).

Effetti e forze rispettivamente caratterizzati dai ben noti numeri adimensionali:

- R_e di Reynolds
- F_r di Froud
- W_e di Weber

Infatti tale moto il moto può essere sia laminare che turbolento oltre che avvenire con velocità maggiore o minore della critica ,

Inoltre le gocce di pioggia che precipitano sulla superficie disturbano il moto, come è ben messo in evidenza da studi sperimentali su piccole superfici pavimentate o bacini di laboratorio (Izzard, 1944), anche se non

mancano situazioni in cui l'effetto è esattamente opposto, essendo la quantità di moto trasmessa dalle gocce al fluido in moto superiore alla resistenza (Yu e McNow, 1964).

E' poi da tener conto che è estremamente difficile se non impossibile (almeno in termini pratici) conoscere in dettaglio le caratteristiche geometriche e fisiche del bacino, pertanto, a tutt'oggi, numerosi modelli si appoggiano su schematizzazioni di carattere concettuale anziché essere fisicamente basati

Daltra parte lo scopo del modello è quello di fornire ragionevoli risultati non di carattere locale ma su superfici di una certa estensione

Pertanto fatti salvi i non molti modelli fisicamente basati negli altri, cioè quelli concettuali i parametri sono, od assumono, un carattere prettamente modellistico.

Di contro nei modelli fisicamente basati ed applicati con un dettaglio molto spinto ai parametri si può attribuire ai parametri un chiaro significato fisico (pendenze, lunghezze e scabrezze sono effettivamente quelle delle singole falde scolanti)

Sebbene, come detto, i modelli fisicamente basati siano meno utilizzati tuttavia è opportuno vederli un'attimo più da vicino, così come quelli concettuali.

5.3.1 Sottomodelli fisicamente basati " Idraulici"

Tutti i modelli attualmente esistenti di scorrimento superficiale fisicamente basati si appoggiano ad una descrizione monodimensionale del fenomeno.

Inoltre le equazioni di De Saint Venant, che sono la base della descrizione matematica, quasi mai sono utilizzate in forma completa.

Infatti:

- i) la scarsa influenza dei fenomeni inerziali;
- ii) i modesti effetti di rigurgito provocati dalle cunette stradali o dalle caditoie o, comunque, la difficoltà di considerarli correttamente;
- iii) la notevole mole di calcoli necessari all'applicazione delle equazioni in forma completa;
- d) il frequente accorpamento delle singole superfici scolanti (tetti, strade, ecc) in un'unica falda "equivalente"

suggerisce di semplificare l'equazione di conservazione della quantità di moto nella forma cinematica.

Con riferimento ad una falda piana di larghezza indefinita, per cui il raggio idraulico R_m coincide con la profondità h , le equazioni di De Saint Venant con l'approssimazione cinematica si scrivono (Wooding, 1965):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (V h)}{\partial x} = i - f \quad (5)$$

$$V = a \cdot h^m \quad (6)$$

dove:

h	è la profondità della corrente
V	è la velocità media della corrente
i	è l'intensità istantanea di pioggia
f	è l'intensità di infiltrazione
x	è l'ascissa, crescente verso valle
t	è il tempo
a ed m	sono dei coefficienti dipendenti dal tipo di formula di resistenza utilizzato

Combinando le equazioni (5) e (6), nell'ipotesi che a sia indipendente da x si ottiene:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (a \cdot h^{m+1})}{\partial x} = i - f \quad (7)$$

che, mettendo fuori segno di derivazione le costanti, può anche scriversi come:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + a (m+1) h^m \frac{\partial h}{\partial x} = i - f \quad (8)$$

che è la forma più comune dell'equazione cinematica utilizzata.

5.3.2 Sottomodelli concettuali

I modelli concettuali sostituiscono l'equazione di conservazione della quantità di moto con un legame concettuale tra ingresso, uscita e volume immagazzinato in ogni istante nel bacino.

Il reale fenomeno fisico viene quindi assimilato a qualcosa di completamente diverso e l'unica cosa che interessa è riprodurre ragionevolmente l'uscita dal modello, noto che sia l'ingresso.³⁰

Tra essi i più comuni sono quelli che si basano sulla teoria dell'Idrogramma Unitario Istantaneo (IUH) del quale abbiamo già parlato nel cap I.

Essi possono essere applicati in forma globale, cioè all'intero bacino sotteso senza ulteriori suddivisioni o, più frequentemente, in forma distribuita, suddividendo il bacino complessivo in sottobacini ed applicando le equazioni del modello ad ognuno di essi.

5.4 Sottomodelli di propagazione nei collettori

L'argomento di propagazione delle piene è già stato affrontato sia pur in modo sommario, nel Cap I, allorché trattavasi di piene fluviali.

Ma mutatis mutandi, il problema si ripropone anche per le reti di drenaggio le quali offrono la semplificazione di una migliore conoscenza (rispetto al fiume) della loro geometria ed una sostanziale stabilità della stessa.

Tuttavia le maggiori differenze tra i vari modelli si riscontrano proprio nelle modalità con cui affrontano il fenomeno idraulico della propagazione delle onde di piena all'interno della rete di drenaggio.

Una prima grande suddivisione può essere effettuata, come già accennato, tra i modelli idraulici ed i modelli idrologici.

I primi si basano sulle equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) che, con vari gradi di semplificazioni, vengono risolte numericamente e forniscono nei punti di calcolo l'andamento dei livelli e delle portate (o delle velocità) nel tempo.

I secondi si basano sull'equazione di continuità e su un legame concettuale che correla ingresso, uscita e volume immagazzinato nel sistema ad ogni istante.

³⁰ Vedasi Maione appunti di idrologia, Cap III, le piene fluviali ed La goliardica pavese.1977

Soltanto i modelli idraulici sono in grado di simulare i complessi fenomeni che si possono verificare in una rete di drenaggio durante un evento di piena.

Il Mignosa riporta il seguente parziale elenco delle situazioni che impongono particolari tecniche di simulazione (a sua volta tratto dal Cunge et al, 1980):

- a) il moto nelle canalizzazioni può passare alternativamente da condizione a superficie libera a condizione in pressione e viceversa;
- b) il verso del moto nelle canalizzazioni che convergono o si dipartono da un nodo di giunzione non è necessariamente predeterminato e concorde con la pendenza delle canalizzazioni stesse: per pendenze modeste può verificarsi in qualche tubazione un moto retrogrado causato dal passaggio di un'onda di piena anticipata in qualche altro collettore connesso con il medesimo pozzetto;
- c) il moto può passare alternativamente da condizioni subcritiche a supercritiche e viceversa;
- d) per reti con pendenza modesta è necessario considerare gli effetti di rigurgito provocati da confluenze, ostacoli di vario genere o scarichi terminali non liberi;
- e) la rete può essere molteplicemente connessa, mediante canalizzazioni di collegamento che hanno lo scopo di ottimizzare gli effetti di invaso (caso tipico è la fognatura di Milano);
- f) nella rete sono quasi sempre presenti manufatti particolari quali scaricatori di piena, impianti di sollevamento, vasche volano, paratoie, ecc.

Nessuna di queste situazioni, a parte l'ultima, può essere adeguatamente rappresentata da un modello idrologico.

Alcune di esse, a seconda delle approssimazioni introdotte nello schema numerico, possono essere invece simulate con un modello di tipo idraulico, a patto che la rete e le condizioni al contorno che governano il moto siano conosciute con adeguato dettaglio.

Qualora questa informazione sia lacunosa o mancante, come frequentemente avviene in fase di progetto, la maggior precisione ottenibile con i modelli idraulici sofisticati è spesso puramente aleatoria.

Ho ritenuto utile fare una breve classificazione delle varie semplificazioni e delle corrispondenti potenzialità dei modelli idraulici ed idrologici, per una miglior comprensione delle schede relative a ciascun modello

Per maggiori dettagli si rimanda senz'altro a Yen (1986), Abbot e Cunge (1982), Cunge (1980), Mahamood e Yevjevich (1975) od ai manuali specifici dei singoli modelli.

5.3.2 Sottomodelli idraulici cioè fisicamente basati

Questi sottomodelli a loro volta si dividono in :

- modelli di moto a superficie libera
- modelli di moto in pressione;

5.3.2.1 Sottomodelli idraulici per moto a superficie libera

Le equazioni di De Saint Venant, come è noto, possono scriversi:

$$\frac{\partial \Omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (9)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \beta \frac{Q^2}{\Omega} + g \Omega \frac{\partial y}{\partial x} + g \Omega \left(\frac{Q \bar{Q}}{K^2 \Omega^2 R^4} \right) - g \Omega s = u q \cos \alpha \quad (10)$$

con :

$\Omega =$ area della sezione trasversale della corrente $[m^2]$

$K =$ coefficiente di Manning $[\frac{m^3}{s}]$

$Q =$ portata $[\frac{m^3}{s}]$

$q =$ portata immessa lateralmente $[\frac{m^2}{s}]$

$R =$ raggio idraulico $[m]$

$u =$ velocità della portata immessa $[\frac{m}{s}]$

$h =$ profondità della corrente $[m]$

$g =$ accelerazione di gravità $[\frac{m}{s^2}]$

$x =$ distanza misurata lungo il canale $[m]$

$t =$ tempo $[s]$

$\beta =$ coefficiente di ragguglio delle quantità di moto pari a:

$$\beta = \frac{\Omega}{Q^2} \int_A v^2 dv$$

s= pendenza del fondo

α = angolo compreso tra l'immissione laterale e la corrente principale

A seconda che nella precedente vengano considerati nulli e quindi si eliminano taluni dei monomi a primo membro, si passa dallo studio dell'onda dinamica completa a quella della:

l'onda dinamica quasi stazionaria (quasi-steady) se si considera nullo $\frac{\partial Q}{\partial t}$

l'onda parabolica (noninertia) se si considera nullo anche $\frac{\partial}{\partial x} b \frac{Q^2}{\Omega}$

l'onda cinematica se si considera nullo anche $g \Omega \frac{\partial y}{\partial x}$

In tale ultimo, l'equazione dell'onda cinematica, sarà dunque:

$$g \Omega \left(\frac{Q \bar{Q}}{K^2 \Omega^2 R^{\frac{3}{4}}} \right) - g \Omega s = u q \cos \alpha \quad (11)$$

mentre, quella dell'onda parabolica (noninertia o modello diffusivo):

$$g \Omega \frac{\partial y}{\partial x} + g \Omega \left(\frac{Q \bar{Q}}{K^2 \Omega^2 R^{\frac{3}{4}}} \right) - g \Omega s = u q \cos \alpha \quad (12)$$

mentre, quella dell'onda dinamica quasi stazionaria (quasi-steady):

$$\frac{\partial}{\partial x} \beta \frac{Q^2}{\Omega} + g \Omega \frac{\partial y}{\partial x} + g \Omega \left(\frac{Q \bar{Q}}{K^2 \Omega^2 R^{\frac{3}{4}}} \right) - g \Omega s = u q \cos \alpha \quad (13)$$

Le precedenti semplificazioni che possono essere introdotte nello schema di calcolo, servono al solo scopo di ridurre i tempi di elaborazione.

A maggiori semplificazioni corrispondono normalmente minore accuratezza nei risultati ma soprattutto minori capacità del modello di tenere conto delle particolari condizioni di moto riportate in precedenza.

La tabella seguente tratta da Yen (1986) riporta le principali caratteristiche delle singole semplificazioni.

Caratteristiche	cinema -tica	parabo -lica	quasi stady	comple -ta
Condizioni al contorno richieste	1	2	2	2
Possibilità di considerare effetti di rigrurgito o moti retrogradi	No	Si	Si	Si
Attenuazione del picco	No	Si	Si	Si

La fig. 2 tratta da Sevuk (1973) rappresenta un esempio delle conseguenze delle successive semplificazioni della simulazione di un'onda teorica sinusoidale.

E interessante notare come un modello di tipo diffusivo consenta una migliore approssimazione di un modello dinamico quasi-stazionario: ciò è dovuto al fatto che i due termini di accelerazione convettiva e locale:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} > 0 \quad e \quad \frac{\partial Q}{\partial x} < 0$$

sono normalmente di segno opposto sia nella fase crescente dell'idrogramma che nella fase discendente dello stesso.

Anche per questo motivo, oltre che per il fatto di non consentire apprezzabili vantaggi di programmazione e di tempo di elaborazione, i modelli dinamici quasi-stazionari non sono molto usuali.

I modelli che si basano sull'approssimazione di tipo cinematico sono, al contrario, molto frequenti in letteratura.

Occorre però tener presente, oltre a tutte le limitazioni a cui essi sono soggetti, che in collettori a sezione chiusa la celerità cinematica

$$C = \frac{dQ}{d\Omega}$$

presenta un massimo per poi decrescere fino ad annullarsi per la sezione circolare si ha:

- il massimo in corrispondenza di $\alpha = 0,6$

ed

- il valore nullo in corrispondenza di $\frac{h}{D} = 0,94$

La figura seguente riportata il bel noto grafico adimensionale di tale celerità, ricavato per un collettore circolare utilizzando la formula di resistenza di Manning con il coefficiente di Strickler.

Questo andamento può provocare forti deformazioni, del tutto errate, della forma dell'onda qualora essa in taluni punti determini altezze d'acqua maggiori dello speco (vale a dire ove ricorrono tratti in pressione), al fine di aggirare tale possibilità di errori, molti modelli ricorrono ad un artificio, modificando la parte alta della scala di deflusso di moto uniforme e, di conseguenza la celerità cinematica in questa zona.

A titolo di esempio la figura seguente, la deformazione della scala di deflusso adottata dal modello MOUSE.

Fig. 4 - Modifica della scala di deflusso utilizzata nel modello MOUSE

5.3.2.2 Sottomodelli idraulici per moto in pressione

Qualora l'altezza d'acqua in qualche punto della canalizzazione superi l'altezza libera disponibile, parte della tubazione entra in pressione.

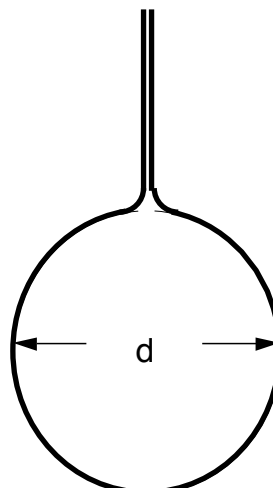
La modellazione di questa transizione da moto a pelo libero a moto in pressione presenta notevoli difficoltà di carattere numerico, in particolare l'elevata celerità delle perturbazioni e le corrispondenti rapide variazioni delle grandezze fisiche costringe ad usare intervalli di discretizzazione delle equazioni molto brevi con corrispondenti appesantimenti nel calcolo.

E' poi necessario che il modello comprenda una routine di carattere decisionale che individui, sulla base di qualche criterio, quali tratti di tubazione stiano attualmente funzionando in pressione e quali a pelo libero, ed applichi a ciascun tratto le equazioni che gli competono.

Quasi tutti i modelli al fine di ridurre i problemi decisionali sulla transizione tra un tipo di moto e l'altro (e quindi per evitare il continuo avvicinarsi delle equazioni risolventi) si basano sullo schema suggerito da Preismann (Cunge e Wegner, 1964).

L'idea originale di Preissmann consiste nell'immaginare che la situazione di moto in pressione possa ricondursi ad una condizione di moto a pelo libero introducendo, per tutta la lunghezza del tubo, una fessura verticale fittizia indefinita.

La larghezza l della fessura deve essere sufficientemente piccola da non introdurre apprezzabili errori nella valutazione dei volumi e delle celerità e contemporaneamente non così piccola da ingenerare problemi di instabilità numerica associati alle rapide variazioni di quota piezometrica.



A tal scopo va rispettata la seguente disequaglianza.

$$l \leq l_0 = \frac{g \Omega}{a^2}$$

dove :

- a é la celerità del suono in acqua, considerando la comprimibilità del liquido e l'elasticità del condotto..
- Ω é area della sezione piena del condotto.
- g é l' accelerazione di gravità .

5.3.2.3 Condizioni ai nodi

Se il moto nella rete è subcritico ed i singoli collettori non sono sconnessi idraulicamente tra loro, ad esempio mediante salti di fondo nelle confluenze, esiste un' effetto dovuto alla mutua interazione di un collettore sull'altro.

Tale effetto (rigurgito) può essere molto importante.

Un'esauriente trattazione degli studi sperimentali e teorici sull'argomento è riportata in Yen (1986)³¹, a cui si rimanda

³¹ Yen B.C. "Rainfall-Runoff Process on Urban Catchments and Modelling" - Proceeding of the International Symposium on Comparison of Urban Storm Drainage Models with real catchment data UDM,86, Dubrovnik, Yugoslavia, 1986

In Italia anche il Cozzo (1985) ha trattato l'argomento³²

È da ribadire come un modello di tipo cinematico non sia in alcun modo in grado di considerare questi effetti.

Anche quando la risposta dei modelli cinematici non è drasticamente approssimata nel caso di un canale singolo indefinito, essa può diventare del tutto aleatoria se applicata ad una rete con un alto grado di connessione idraulica.

Alcuni modelli (SWMM) consentono di utilizzare contemporaneamente diverse semplificazioni in diverse zone della rete, per evitare appesantimenti nelle elaborazioni laddove non è necessario considerare i fenomeni di rigurgito mentre in altre, ove si presume che essi siano significativi, è possibile tenerne conto.

5.3.3 Sottomodelli idrologici

Si differenziano a seconda delle modalità con cui esprimono il legame (concettuale) tra ingresso, uscita e volume immagazzinato nella rete.

Tra essi i più diffusi sono il metodo dell'invaso, il metodo Muskingum-Cunge ed il metodo della traslazione rigida dell'idrogramma.

Nel metodo dell'invaso si assume:

$$dW = k \delta x d\Omega_2 \quad (14)$$

dove

δx è la lunghezza del tronco considerato,

Ω_2 è l'area della sezione bagnata in uscita dal tronco

e

k è un coefficiente di taratura usualmente

Nel metodo Muskingum il legame è il seguente:

$$dW = K-X [Q_1(t + \delta t) - Q_1(t)] + K(1-X) [Q_2(t + \delta t) - Q_2(t)] \quad (15)$$

che, sostituendo nell'equazione di continuità, conduce alla ben nota espressione:

$$Q_{i+1, n+1} = C_1 Q_{i, n} + C_2 Q_{i, n+1} + C_3 Q_{i+1, n} \quad (16)$$

³² Cozzo, Il moto vario nelle fognature, Sistemi di drenaggio urbano, IV Corso di aggiornamento in sistemi fognari, Milano 27-31 maggio 1985

dove:

$$\begin{aligned}C_1 &= \frac{K X + 0,5 \delta t}{K (1-X) + 0,5 \delta t} \\C_2 &= \frac{0,5 \delta t - K X}{K (1-X) + 0,5 \delta t} \\C_3 &= \frac{K (1-X) - 0,5 \delta t}{K (1-X) + 0,5 \delta t}\end{aligned}\tag{17}$$

inoltre:

$Q_{i+1, n+1}$ è la portata al passo temporale $t = (n+1) \delta t$ ed all'ascissa $x = (i+1) \delta x$

K ed X sono i parametri del modello.

Cunge (1969) ha mostrato come la (16) sia anche un'espressione approssimata di un modello di tipo parabolico qualora K ed X non siano considerati costanti (come è il caso del metodo Muskingum tradizionale) ma siano valutati con le espressioni:

$$K = \frac{\delta x}{c}\tag{18}$$

$$X = 0,5 \left[1 - \frac{Q}{i - c - b \delta x} \right]\tag{19}$$

con

b = larghezza in superficie

e

$$c = \frac{dQ}{dA}$$

Il modello Muskingum-Cunge a parametri variabili può quindi essere considerato un modello fisicamente basato.

Infine il metodo della traslazione rigida consiste semplicemente nella traslazione senza deformazione dell'onda in ingresso al tronco:

$$Q_2(t) = Q_1(t - \delta t)\tag{15}$$

dove Q_2 e Q_1 sono rispettivamente la portata alla fine ed all'inizio del tronco considerato e δt è un ritardo usualmente determinato sulla base della celerità di propagazione dell'onda cinematica per una portata di riferimento.

Numerosi modelli (ILLUDAS, Chicago Hydrograph, URBIS, ILSD-1&2, UCUR) adottano questa semplice procedura, eventualmente come opzione ad altri più sofisticati metodi.

5.4 Utilizzo dei un modelli

Sono possibili diverse modalità di utilizzo dei modelli, nella tabella che segue tratta dal citato lavoro del Mignosa, sono indicate alcune di tali possibilità individuate dallo Yen nel 1986

Modalità di applicazione	Input	Parametri del modello	Valore dei parametri	Output
Predizione	Noto	Noti	Noto	?
Calibrazione	Noto	Noti	?	Noto
Validazione o verifica	Noto	Noti	Noto	?(=noto?)
Deduzione	?	Noti	Noto	Noto
Identificazione dei parametri	Noto	?	Noto (?)	Noto
Analisi di sensibilità	Noto	Noti	Noto	?

La **predizione**, che in fondo è lo scopo principale di un modello, consente, noti i parametri ed i valori da attribuire ad essi, di determinare la risposta del modello (e cioè del bacino) ad una precipitazione anch'essanota, reale o di progetto.

Il risultato sarà tanto più attendibile quanto più il modello è stato calibrato e verificato.

Per **calibrazione** si intende la taratura dei valori dei parametri del modello, noti che siano ingresso, uscita ed i parametri stessi da cui il modello dipende.

I modelli concettuali, o quelli fisicamente basati applicati con un dettaglio non molto spinto, richiedono necessariamente una calibrazione, mentre quando i secondi sono applicati con estremo dettaglio non necessitano (in teoria) di questa fase di aggiustamento.

La **verifica** (o validazione) è un controllo sulla validità generale dei valori dei parametri assunti in fase di calibrazione. Essa dovrebbe essere condotta su una serie di eventi registrati possibilmente distinta da quella utilizzata in fase di calibrazione.

Sovente questa giusta esigenza è vanificata dalla scarsa disponibilità di eventi registrati, che non consentono di dividere il set di dati in due categorie, una per calibrazione e l'altra per verifica, entrambe sufficientemente consistenti.

La **deduzione** è una modalità di applicazione poco frequente che consente, calibrato e verificato il modello, di risalire all'ingresso (precipitazione) che ha provocato una certa risposta, nota od ipotizzata.

L'**identificazione dei parametri**, problema delicato che non può essere scisso da una preliminare impostazione di carattere teorico, dovrebbe consentire, noti numerosi ingressi ed uscite corrispondenti, di risalire ad i parametri (ed eventualmente anche ai loro valori) che influenzano

il modello. In fondo, anche l'analisi dimensionale di un problema riconduce ad identificare i parametri (adimensionali) da cui esso dipende.

L'**analisi di sensibilita**, infine, è una procedura di controllo per garantirsi che una variazione, entro certi limiti, dei valori dei parametri, non infici totalmente il risultato finale.

5.5 Note conclusive sui modelli e schede dei modelli più diffusi

Le potenzialità offerte da un modello dipendono sostanzialmente da come sono trattati matematicamente i singoli blocchi di cui è composto, ma è chiaro che, come sempre accade, l'attendibilità del risultato è determinata dall'anello più debole della catena complessiva.

Nondimeno, alcuni modelli appaiono prediligere l'approfondimento di alcuni aspetti piuttosto che altri, e questo può dipendere dello scopo per cui sono stati costruiti o da particolari situazioni locali in cui sono nati³³.

Chi si accinge ad usare un modello per la risoluzione di un suo problema specifico deve quindi sempre avere ben presente sia lo scopo del suo lavoro che le potenzialità offerte dal suo modello.

Sovente invece si utilizza un modello piuttosto che un altro semplicemente perchè lo si possiede, purtroppo, però, non sempre il modello di cui si dispone è quello che si adatta meglio allo scopo, ed in certi casi non si adatta affatto.

Un modello di drenaggio urbano, così come peraltro qualsivoglia altro modello ingegneristico, per sofisticato e complesso che sia, non deve essere visto quindi come uno strumento da utilizzare automaticamente e senza un' esame ed una verifica della rispondenza delle ipotesi a base del modello con le nostre esigenze.

³³ Il Mignosa in proposito porta questi esempi:

Un modello di simulazione continua deve essere in grado di considerare l'evolversi nel tempo delle perdite idrologiche non soltanto durante gli eventi di pioggia ma anche durante i periodi di tempo asciutto intercorrenti tra un evento e l'altro; viceversa un modello di simulazione del singolo evento può prescindere da questa modellazione ma spesso deve essere più accurato nella simulazione dei fenomeni propagatori all'interno della rete di drenaggio.

Un modello adatto alla simulazione di piccoli bacini può spesso prescindere dal considerare un input di pioggia spazialmente differenziato, mentre nella simulazione di un evento di piena in un grosso bacino questa caratteristica si rivela indispensabile.

Infine, alcuni modelli Nord-Europei (TRRL) trascurano l'apporto della componente permeabile del bacino e questo è giustificato dalle modeste intensità di precipitazione in quelle zone, comparate con le capacità di infiltrazione dei suoli, ma l'applicazione di simili semplificazioni a situazioni locali differenti in cui le precipitazioni sono molto più intense può condurre ad errori grossolani.

In quanto segue sono alcuni dati elementari dei principali modelli esistenti, purtroppo non tutti aggiornati dato il continuo evolversi della materia (Mignosa, loc. cit.).

Modello: Chicago Hydrograph

Bibliografia:	Tholin e Keifer (1960); Keifer et al (1978)
Manuale:	Sì
Input:	letogramma isolato, di progetto tipo Chicago; distribuzione spaziale non consentita.
Depurazione:	<p>a) Infiltrazione: con il metodo di Horton, previa traslazione della curva; alla fine dell'evento, quando l'intensità di precipitazione è inferiore alla capacità di infiltrazione, è prevista la sottrazione di acqua precedentemente accumulata sulla superficie o nelle depressioni superficiali.</p> <p>b) Depressioni superficiali: riempimento con andamento esponenziale con valore asintotico differente per le aree impermeabili e permeabili; su queste ultime le depressioni superficiali cominciano a riempirsi quando è disponibile una pioggia netta dall'infiltrazione.</p>
Scorrimento superficiale:	<p>a) <i>Falda</i>: Basata sull'equazione continuità e sull'equazione di Izzard ricavata per moto permanente, considerandola valida anche in condizioni di moto vario; il coefficiente di scabrezza è variabile durante l'evento in funzione dell'intensità di pioggia.</p> <p>b) <i>Cunetta</i>: propagazione di tipo cinematico (formula di Manning).</p>
Propagazione nei collettori:	<p>a) <i>Collettori Secondari</i>: suddivisione dell'idrogramma complessivo in un certo numero di idrogrammi, tutti uguali; traslazione differenziata degli stessi e successiva somma.</p> <p>b) <i>Collettore Principale</i>: assimilato ad un serbatoio lineare.</p>
Condizioni ai nodi:	$\sum Q = 0$
Transizione:	non prevista
Moto in pressione:	non ammesso
Hardware:	non specificato
Note:	Più che un modello vero e proprio si tratta di un metodo semi-automatico utilizzato dagli Autori per determinare degli abachi utili per il dimensionamento della fognatura di Chicago.

Modello: UCUR (Università of Cincinnati Urban Runoff Model)

Bibliografia:	Preul e Papadakis (1972); Papadakis and Preul (1972) Heeps e Mein (1974).
Manuale:	Sì
Input:	letogramma isolato, reale o di progetto. E consentito inserire in ogni sottobacino in cui è suddiviso il bacino complessivo una precipitazione differente.
Depurazione:	a) <i>Infiltrazione</i> : con il metodo di Horton, previa traslazione della curva; non è prevista infiltrazione dallo scorrimento superficiale, dopo la fine della precipitazione. b) <i>Depressioni superficiali</i> : riempimento con andamento esponenziale con valore asintotico differente per le aree impermeabili e permeabili e su queste ultime le depressioni superficiali cominciano a riempirsi quando è disponibile una pioggia netta dall'infiltrazione.
Scorrimento superficiale:	<i>Falda</i> : Basata sulla formula di Crawford e Linsey per la detenzione superficiale e sull'equazione di continuità. <i>Cunetta</i> : equazione di continuità.
Propagazione:	traslazione rigida.
Condizioni ai nodi:	$\sum Q = 0$.
Transizione:	non prevista
Moto in pressione:	non ammesso

Modello: TRRL

- Bibliografia:** Watkins (1962.); Terstriep e Stall (1969); Stall e Terstriep (1972); Heeps e Mein (1974)
- Manuale:** Sì
- Input:** Ietogramma isolato, reale o di progetto. Distribuzione spaziale consentita.
- Depurazione:** Aree impermeabili contribuenti con coefficiente di afflusso 1. Aree permeabili non contribuenti.
- Scorrimento superficiale:** Metodo di corrivazione con curva aree/tempi lineare per ciascuna area afferente ad una caditoia.
- Propagazione:** l'idrogramma proveniente da ogni tratto compreso tra due ingressi viene traslato rigidamente di un tempo calcolato sulla base della velocità a riempimento del condotto e con la formula di Colebrook-White. Alla fine di ogni tronco l'onda viene laminata in un serbatoio non lineare il cui legame volumi invasati-portate uscenti è calcolato in moto uniforme con la formula di Colebrook-White.
- Condizioni ai nodi:** $\sum Q = 0$
- Transizione:** $Q = Q_r$, (moto uniforme)
- Moto in pressione:** non ammesso. Il modello aumenta automaticamente la sezione del collettore in modo che l'onda possa transitare a pelo libero o, in alternativa, ammette $Q=Q_r$, e l'eccedenza è considerata persa.
- Note:** Modello di progetto. Consente di calcolare il diametro necessario a convogliare un assegnato idrogramma.

Modello: ILLUDAS

Bibliografia:	Terstriep et al. (1974); Wenzel e Voorhees (1980)
Manuale:	Si
Input:	letogramma isolato, reale o di progetto. letogramma di progetto previsto distribuito secondo Huff - primo quartile - probabilità di superamento 50%. Distribuzione spaziale non consentita. Nella versione modificata da Wenzel e Voorhees anche simulazione continua.
Depurazione:	Le aree impermeabili non direttamente connesse sono considerate un contributo aggiuntivo di pioggia sulle aree permeabili. <i>Depressioni superficiali:</i> valori differenti per aree permeabili ed impermeabili. La depurazione effettuata sottraendo l'intera capacità all'inizio della precipitazione. Nelle aree permeabili questa sottrazione prevede la depurazione per infiltrazione <i>Infiltrazione:</i> con il metodo di Horton senza traslazione della curva; non è prevista infiltrazione dallo scorrimento superficiale, dopo la fine della precipitazione.
Scorrimento superficiale:	Metodo di corrivazione con curve aree/tempi non-lineari, diverse per la parte impermeabile e permeabile del medesimo sottobacino. I due idrogrammi così generati vengono poi sommati tra loro.
Propagazione:	1) metodo dell'invaso non lineare tra due successivi punti di ingresso della rete. Il legame volumi invasati-portate uscenti per ogni tronco determinato con l'ipotesi di moto uniforme e l'equazione di Manning. Forme di sezione ammesse: circolare, trapezia e rettangolare. 2) in alternativa, traslazione rigida dell'idrogramma tra un pulito di ingresso e l'altro.
Condizioni ai nodi:	$\sum Q = 0$ o $\sum Q = \frac{ds}{dt}$
Transizione:	$Q = Q_r$, (moto uniforme)
Moto in pressione:	non ammesso. Il modello aumenta automaticamente la sezione del collettore in modo che l'onda possa transitare a pelo libero o, in alternativa, ammette $Q=Q_r$, e l'eccedenza è considerata persa.
Hardware:	Ibm 360 (system 75)
Note:	Modello di progetto. Consente di calcolare il diametro necessario a convogliare un assegnato idrogramma. Modificato per simulazione continua.

Bibliografia:	Yen et al. (1984)
Manuale:	Si
Input:	letogramma isolato, reale o di progetto. letogramma di progetto previsto di forma triangolare, deducibile anche automaticamente da assegnate curve di possibilità pluviometrica. Distribuzione spaziale non consentita.
Depurazione:	La superficie di ciascun bacino è suddivisa in 5 categorie a) area non-contribuente; b) area impermeabile direttamente connessa, c) area permeabile direttamente connessa; d) area impermeabile scolante su c); e) area permeabile scolante su b). Si ammette che le aree di tipo d) diano una risposta istantanea. <i>Depressioni superficiali:</i> valori differenti per aree permeabili ed impermeabili. La depurazione è effettuata sottraendo l'intera capacità all'inizio della precipitazione. Nelle aree permeabili questa sottrazione precede la depurazione per infiltrazione. <i>Infiltrazione:</i> con il metodo di Horton senza traslazione della curva; è previsto lo svuotamento delle depressioni superficiali per infiltrazione qualora l'intensità di pioggia sia inferiore alla capacità di infiltrazione.
Scorrimento superficiale:	metodo di corrivazione con curva aree/tempi lineare per le aree di tipo b), c) ed e).
Propagazione:	traslazione rigida dell'idrogramma.
Condizioni ai nodi:	$\sum Q = \frac{ds}{dt}$
Transizione:	Q = Q _r , (moto uniforme)
Moto in pressione:	non specificato.
Hardware:	CDC Cyber 175 o IBM 4341
Note:	modello di progetto e di minimizzazione dei costi. Consente di determinare diametro, pendenze e quote dei collettori, il minimo costo della rete ed il volume di vasche volano (se richiesto). Nel caso di rete già esistente, in tutto od in parte, il modello fornisce, tronco per tronco, anche il rischio di allagamenti dovuto all'inadeguata capacità della rete.

Modello: SWMM

- Bibliografia:** Metcalf Eddy, Inc. (1971); Huber e Heaney (1982); Huber et al. (1984)
- Manuale:** Sì
- Input:** Ietogramma isolato, reale o di progetto o simulazione continua. Distribuzione spaziale consentita.
- Depurazione:**
infiltrazione :
1) equazione di Horton, senza traslazione della curva. E prevista infiltrazione dello scorrimento superficiale, dopo la fine della precipitazione.
2) in alternativa metodo Green e Ampt.
Depressioni superficiali si ammette che si riempiano completamente con le prime precipitazioni. Possono svuotarsi per infiltrazione qualora l'intensità di pioggia sia inferiore alla capacità di infiltrazione.
- Scorrimento superficiale:** *falda:* equazione di continuità + equazione di Manning (superficie libera parallela al piano in ogni istante).
Cunetta: Idem.
- Propagazione:**
1) Onda cinematica.
2) Onda dinamica completo. Metodo di soluzione esplicito, tronco per tronco.
- Condizioni ai nodi:** equazione di continuità e congruenza dei livelli.
- Transizione:**
1) quando tutti i tronchi convergenti in un nodo hanno raggiunto il totale riempimento,
2) quando il livello nel pozzetto supera il cielo della tubazione più superficiale.
- Moto in pressione:** Basato sulle equazioni del moto a pelo libero con livelli nei pozzetti calcolati con dei coefficienti di correzione. Il volume in eccesso è considerato perso.
- Hardware:** IBM PC-XT o compatibili (nella versione PCSWMM3). Memoria RAM > 512K.
- Note:** modello (anche) di progetto. Possibilità di utilizzo con diversi gradi di dettaglio. Possibilità di simulazione continua. Comprende anche una parte qualitativa.

Modello: USGS

Bibliografia: Dawdy et al.(1972, 1978); Leclerc e Shaake (1973)
Manuale: Sì
Input: letogramma isolato, reale o di progetto. Distribuzione spaziale non consentita.
Depurazione: *Infiltrazione:* equazione di Philip; non prevista infiltrazione dallo scorrimento superficiale, dopo la fine della precipitazione. *Depressioni superficiali:* considerate.
Scorrimento superficiale: Falda: onda cinematica. Cunetta: non prevista.
Propagazione: onda cinematica.
Condizioni ai nodi: $\sum Q = \frac{ds}{dt}$
Transizione: $Q = Q_r$, (moto uniforme)
Moto in pressione: non ammesso. Il volume eccedente la capacità di portata del collettore viene restituito durante la fase decrescente della piena.

Modello: CTH

Bibliografia: Arnell (1980)
Manuale: No
Input: letogramma isolato, reale o di progetto. Distribuzione spaziale non consentita.
Depurazione: *Infiltrazione:* con il metodo di Horton previa traslazione della curva; non è prevista infiltrazione dallo scorrimento superficiale dopo la fine della precipitazione.
Depressioni superficiali: riempimento con andamento esponenziale con valore asintotico differente per le aree impermeabili e permeabili, su queste ultime le depressioni superficiali cominciano a riempirsi quando è disponibile una pioggia netta dall'infiltrazione. È previsto lo svuotamento delle depressioni superficiali per infiltrazione qualora l'intensità di pioggia sia inferiore alla capacità di infiltrazione.
Scorrimento superficiale: Falda: onda cinematica. Cunetta: equazione di continuità.
Propagazione: onda cinematica.
Condizioni ai nodi: $\sum Q = 0$
Transizione: non prevista.
Moto in pressione: non ammesso.
Hardware: non specificato.
Note: modello (anche) di progetto. È prevista una routine per la determinazione dei diametri delle canalizzazioni e delle capacità delle vasche-volano.

Modello: MOUSE

- Bibliografia:** Lindberg et al (1986); Danish Hydraulic Institute (1987).
- Manuale:** Si (anche in linea)
- Input:** letogramma isolato, reale o di progetto. Possibilità di memorizzare archivi di eventi reali o tabelle di eventi sintetici. Distribuzione spaziale non consentita.
- Depurazione:**
Evaporazione, Velo d'acqua sulla superficie, Infiltrazione: con il metodo di Horton, previa traslazione della curva non è prevista infiltrazione dallo scorrimento superficiale, dopo la fine della precipitazione.
Depressioni superficiali: riempimento con andamento esponenziale con valore asintotico differente per le aree impermeabili e permeabili e su queste ultime le depressioni superficiali cominciano a riempirsi quando è disponibile una pioggia netta dall'infiltrazione. Non è previsto lo svuotamento delle depressioni superficiali per infiltrazione qualora l'intensità di pioggia sia inferiore alla capacità di infiltrazione.
- Scorrimento superficiale:**
a) metodo di corrivazione con 3 forme tipo di curve aree-tempi;
b) onda cinematica. In questo secondo caso ciascun sottobacino può essere suddiviso in 7 tipi diversi, a seconda delle caratteristiche di pendenza, scabrezza, ecc. (tetti ripidi o piatti, strade, ecc). Ciascuna parte viene considerata come una falda a cui si applicano le equazioni cinematiche.
- Propagazione:** onda cinematica, parabolica o dinamica completa. Metodo di soluzione: differenze finite con schema implicito tipo Abbott-lonescu a 6 punti. Possibilità di considerare reti molteplici e connesse, effetti di rigurgito e moti retrogradi.
- Condizioni ai nodi:** equazione di continuità (considerando anche l'invaso del pozzetto) + equazione dell'energia. Possibilità di considerare perdite di carico per confluenze, cambi di direzione, salti di fondo, ecc.
- Transizione:** graduale.
- Moto in pressione:** schema di Preismmann.
- Hardware:** IBM PC o compatibili. RAM \geq 512K bytes. Hard disk \geq 10 Mbytes.
- Note:** Programma strutturato a menù interattivi, facilmente gestibile. Possibilità di considerare pompe, vasche volano, scaricatori, ecc. Esiste anche una parte qualitativa.

Modello: URBIS

- Bibliografia:** Mignosa e Paoletti (1986)
- Manuale:** Sì
- Input:** letogramma reale o di progetto. letogrammi di progetto previsti (generati automaticamente sulla base di curve di possibilità pluviometrica):
a) costante;
b) Huff - primo quartile - probabilità di superamento 50%;
c) Chicago.
Distribuzione spaziale: ammessa (manualmente). Raggiungimento all'area: secondo Columbo o Wallingford.
- Depurazione:**
a) metodo percentuale;
b) metodo di Horton con traslazione della curva. Non è prevista infiltrazione dello scorrimento superficiale, dopo la fine della precipitazione;
c) metodo SCS-CN.
- Depressioni superficiali:** riempimento con andamento esponenziale con valore asintotico differente per le aree impermeabili e permeabili e su queste ultime le depressioni superficiali cominciano a riempirsi quando è disponibile una pioggia netta dall'infiltrazione. Non è previsto lo svuotamento delle depressioni superficiali per infiltrazione qualora l'intensità di pioggia sia inferiore alla capacità di infiltrazione.
- Scorrimento superficiale:** metodi dello IUH:
a) corrivazione, con curva aree tempi lineare e non;
b) metodo dell'invaso lineare;
c) metodo di Nash;
d) possibilità di inserire un IUH a piacere.
- Propagazione:**
a) traslazione rigida dell'idrogramma;
b) metodo Muskingum a parametri costanti valutati secondo Cunge su una portata di riferimento.
- Condizioni ai nodi:** $\sum Q = 0$
- Transizione:** non prevista.
- Moto in pressione:** non ammesso.
- Hardware:** IBM PC XT o compatibili.
- Note:** possibilità di considerare (o dimensionare) vasche volano caratterizzate da diverse leggi di scarico. Possibilità di considerare scaricatori di piena in maniera semplificata. Il modello è semi-manuale in quanto ogni passo deve essere specificato dall'Utente.

Modello: UCSTORM

- Bibliografia:** Calomino F. (1988)
Manuale: Sì (in linea)
Input: Ietogramma reale o di progetto. Ietogramma di progetto tipo Chicago generato automaticamente sulla base di curve di possibilità pluviometrica in forma monomia. Distribuzione spaziale: ammessa (fino a 30 input differenti)
- Depurazione:**
Infiltrazioni: metodo di Horton con traslazione della curva. Non è prevista infiltrazione dallo scorrimento superficiale dopo la fine della precipitazione.
Depressioni superficiali: riempimento con andamento esponenziale; sulle aree permeabili le depressioni superficiali cominciano a riempirsi quando è disponibile una pioggia netta dall'infiltrazione. Non previsto lo svuotamento delle depressioni superficiali per infiltrazione qualora l'intensità di pioggia sia inferiore alla capacità di infiltrazione.
- Scorrimento superficiale:** per ogni sottobacino IUH dell'invaso lineare. Le precipitazioni nette sulle aree impermeabili e permeabili sono trasformate con lo stesso IUH. La costante di vaso può essere introdotta dall'Utente o calcolata dal programma secondo la formula di Desbordes o di Pedersen.
- Propagazione:** modello cinematico. Possibilità di considerare collettori di forma differente: circolare, ovoidale, ribassata.
- Condizioni ai nodi:** $\sum Q = 0$
Transizione: Non prevista
Moto in pressione: Non ammesso
Hardware: IBM PC o compatibili
Note: modello (anche) di progetto. È possibile definire la sezione dei collettori necessaria al convogliamento di un certo idrogramma. In alternativa, qualora la capacità di portata del collettore è insufficiente, il programma lo segnala. Possibilità di considerare una suddivisione fino a 30 sottobacini in un unico run.

Modello: PC-OTTHYMO

Bibliografia:	Wisner (1983).
Manuale:	Si
Input:	letogramma isolato, reale o di progetto. Distribuzione spaziale consentita introducendo in ciascun sottobacino una precipitazione differente.
Depurazione:	<i>Depressioni superficiali:</i> riempimento totale all'inizio dell'evento. Non previsto lo svuotamento per infiltrazione qualora l'intensità di pioggia sia inferiore alla capacità di infiltrazione. <i>Infiltrazione:</i> a) con il metodo di Horton previa traslazione della curva; non è prevista infiltrazione dallo scorrimento superficiale, dopo la fine della precipitazione; b) con il metodo SCS-CN.
Scorrimento superficiale:	metodi dello IUH. Nella routine URB-HYD, consigliata per aree urbane, suddivisione delle aree in impermeabili direttamente connesse, permeabili connesse ed impermeabili non direttamente connesse. Queste ultime sono considerate scolanti istantaneamente nelle aree permeabili. Trasformazione con due invasi lineari in parallelo e successiva somma. Costanti di invaso o a scelta dell'utente o valutate con la formula di Pedersen.
Propagazione:	metodo Muskingum-Cunge.
Condizioni ai nodi:	$\sum Q = 0$.
Transizione:	non prevista.
Moto in pressione:	non ammesso.
Hardware:	IBM PC XT o compatibili.
Note:	modello di progetto. Il diametro dei collettori viene automaticamente aumentato, nei casi in cui si riveli insufficiente, per consentire il convogliamento a pelo libero. Possibilità di considerare vasche di laminazione.

6 Metodi probabilistici

Da circa un ventennio studiosi, soprattutto di scuola extraeuropee, quali Tang, Yen, Mays, ecc....., hanno posto in evidenza che sovente i problemi ingegneristici di verifica ed in particolare anche quello di opere idrauliche, quali le fognature, non consistono nel confronto tra due valori numerici :

la portata che una fogna é chiamata a smaltire nei confronti di quella trasportabile dal collettore fognario³⁴

ma che questo confronto altro non é che una drastica semplificazione di un procedimento più complesso che, il più delle volte, non viene affrontato.

Invero, le grandezze sintetizzate nei due valori finali a confronto sono da considerarsi come i valori più probabili delle grandezze in gioco³⁵ (nel

³⁴ Detti:

Q_s la portata che un collettore é chiamato a smaltire

Q_r la portata che un collettore può trasportare

il detto confronto si attua tramite la:

$$Q_r < Q_s \quad (1)$$

dove nel caso di risposta affermativa é da intendersi che il dimensionamento del collettore é verificato

Talvolta nel caso di opere importanti ed poi in altre categorie (per esempio nel dimensionamenti strutturali), implicitamente (cioé tenendone conto già nella determinazione delle prestazioni dell'opera) od esplicitamente, viene introdotto un coefficiente di sicurezza ν e la (1) diventa:

$$Q_r < \nu Q_s \quad (1')$$

³⁵ Pertanto i termini Q_r e Q_s andrebbero sostituiti nella (1) e nelle (1') con

$$\bar{Q}_r \text{ e } \bar{Q}_s$$

caso specifico delle fognature: delle portate massime che la fogna é chiamata a trasportare e della massima portata che la stessa é, invece, in grado di smaltire), riguardate come variabili aleatorie.

Da tale visione probabilistica ne consegue che sia pure con probabilità più o meno remota, nonostante che la verifica tradizionale risulti soddisfatta, può accadere l'evento che la portata da trasportare sia maggiore di quella, al momento, trasportabile dalla fogna :quindi la crisi dell' opera.

Crisi, beneinteso, nel senso di momentaneo sottodimensionamento della stessa e quindi di incapacità ad assolvere al proprio compito.

Da qui la necessità di un approccio più completo che ci possa dare una misura di questo rischio di crisi o e/o che ci permetta di metterci sufficientemente a riparo da esso.

La possibilita' di valutare il rischio di crisi P_c tramite la :

$$P_c = \text{CDF} \left(\frac{-\bar{Q}_r + \bar{Q}_s}{\sqrt{\sigma_s^2 + \sigma_r^2}} \text{COU} (R,S) \right) \quad (2)$$

dove:

Q_s e' la portata da trasportare;

Q_r e' la portata che la condotta e' capace di trasportare

CDF³⁶ é la funzione di probabilità normale (integrale della curva di Gauss)

σ_s é la radice quadrata della varianza delle massime portate da trasportare

σ_r é la radice quadrata della varianza delle massime portate trasportabili

dove il soprassegno é simbolo di valore medio, che, nell' ipotesi che la distribuzione sia gaussiana, cosa di fatto in genere non verificata, ma che comunque al momento riteniamo accettabile, equivale al valore più probabile.

³⁶ **CDF** sono le iniziali di " Cumulative Density Function" cioè di come in letteratura inglese viene indicata la funzione integrale di probabilità, con **PDF** é indicata, invece la funzione di probabilità

COU (R,S) é la covarianza tra le massime portate da trasportare e trasportabili

La (2) é valida nell' ipotesi che le distribuzioni di Q_r e Q_s siano gaussiane, ipotesi, di certo non verificata, ma che risulta essere comunque accettabile, almeno in prima approssimazione³⁷

Per le fognature si puo' assumere che la portata sollecitante Q_s sia esprimibile (metodo della corrivazione) con la :

$$Q_s = \varphi * i * A \quad (3)$$

mentre quella trasportabile sia data dalla ben nota formula di Manning, con coefficiente alla Strickler³⁸ :

$$Q_r = 4 * \pi * K * R^{8/3} j^{1/2} \quad (4)$$

con ovvio significato dei simboli.

³⁷ Il P_c altro non é che l'area evidenziata, di intersezione matematica, tra le due curve di probabilità di fig. 1. Orbene trattasi delle code delle due curve, code che hanno entrambe, come quelle della gaussiana, andamento assintotico verso l'asse delle ascisse, da qui l'asserto che é possibile confonderle con le gaussiane.

³⁸ Per la valutazione del rischio di fallanza si fa l'ipotesi semplificativa e cautelativa che il deflusso avvenga a sezione piena ma non in pressione

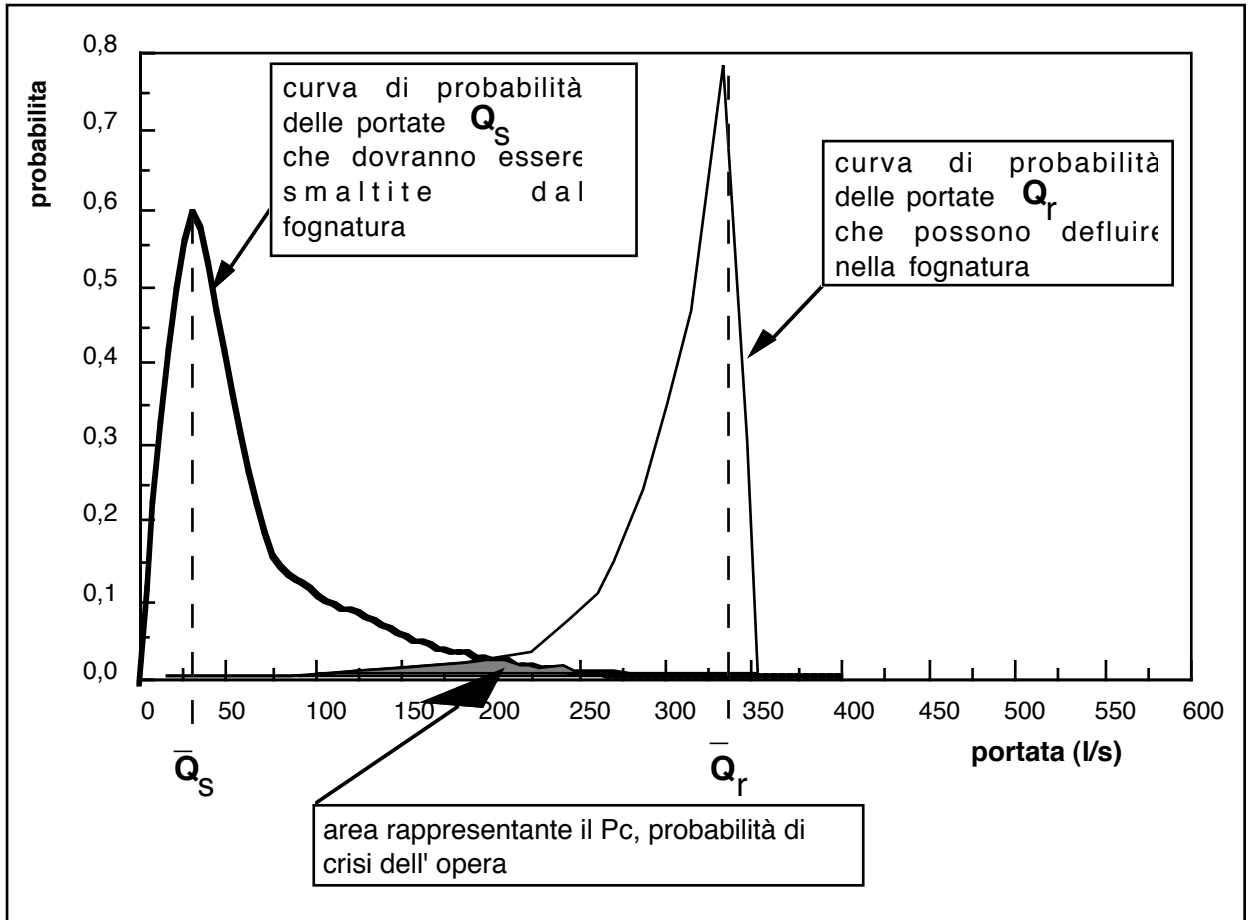


Fig. 1 Curve di probabilità delle portate da trasportare e trasportabili (volutamente tali curve non sono state disegnate come gaussiane, bensì asimmetriche come verosimilmente sono). I vertici delle due curve rappresentano i valori di Q_r e Q_s che normalmente vengono presi a base dei calcoli, cioè quelli dati dalle (3) e (4)

Calcolato il P_c è possibile calcolare il tempo di ritorno delle crisi dell' opera fognaria tramite la :

$$T_r = \frac{1}{1 - P_c} \quad (5)$$

Orbene il tempo di ritorno calcolato tramite la (5) e la (2) cioè :

$$T_r = \frac{1}{1 - \text{CDF} \left(\frac{-\bar{Q}_r + \bar{Q}_s}{\sqrt{\sigma_s^2 + \sigma_r^2 + \text{COU}(R,S)}} \right)} \quad (6)$$

é quindi proprio il tempo di ritorno effettivo³⁹ delle crisi (o di fallanza) dell' opera fognaria, cioè il tempo che mediamente intercorre tra due crisi (inefficienze) successive della fognatura.

Di contro il tempo di ritorno valutato con i mezzi di calcolo routinari é relativo solo all' intensità di precipitazione.

Mentre a concorrere alla valutazione del tempo di ritorno con la (6) partecipano tutte le variabili in gioco sia nella determinazione della portata entrante alla fognatura, vale a dire:

- entità dell' area drenata;
- coefficiente di riduzione delle piogge;
- intensità di precipitazione

sia nella determinazione della portata massima che potrà transitare nel canale fognario, cioè:

- diametro della condotta fognaria;;
- scabrezza della stessa;
- pendenza;

Alle due elencazioni di cui sopra é poi da aggiungersi la necessità di tener conto di due altre variabili intrinseche, quali la bontà dei modelli (3) e (4). Cioé occorre tener conto che non necessariamente i modelli prescelti (o meglio

utilizzati) per la valutazione della \bar{Q}_s e \bar{Q}_r (nel caso specifico quello della corrivazione e la formula di Strickler, rispettivamente) siano di fatto aderenti al fenomeno fisico e quindi idonei a rappresentarlo.

Da qui la necessità di studiare la variabilità delle grandezze prima elencate e poi di stimare la bontà dei due modelli di cui sopra⁴⁰

Le considerazioni sopra riportate permettono, a chi ne ha preso coscienza, di rendersi conto che le prestazioni della fogna saranno certamente inferiori a quelle che di norme le si attribuiscono con i metodi tradizionali.

Ma a tale punto sorge una domanda :

"ma quanto inferiori ?"

6.1 Considerazione quantitative sulla variabilità delle grandezze in gioco

Per dare una risposta alla precedente domanda occorre indagare circa le possibilità di errori di stima dei vari parametri che entrano in gioco

³⁹ E' quello che nel titolo, abbiamo indicato come "probabile", ciò proprio perché é il calcolo delle probabilità, introdotto tramite la (2), a permetterci la valutazione di tale tempo.

⁴⁰ Per evitare equivoci é forse il caso di precisare che lo stesso problema di stima della bontà dei modelli si sarebbe anche se avessimo adoperato il metodo dell' invaso, l'Urbis, l'Ottaymo od altri diversi modelli, lo stesso dicasi per il modello di trasporto (4)

Come é evidente dall' esame della (6), che può semplificarsi nella :

$$T_r = \frac{1}{1 - \text{CDF} \left(\frac{-\bar{Q}_r + \bar{Q}_s}{\sqrt{\sigma_s^2 + \sigma_r^2}} \right)} \quad (7)$$

una volta trascurato il termine che tiene conto della correlazione tra Q_r e Q_s , e tenuto conto che il termine a numeratore dell' argomento della **CDF** altro non é che la distanza tra i vertici delle due curve di fig.1 (cioé una sorta di coefficiente, o meglio di differenza, di sicurezza), il tempo di ritorno effettivo (o probabile) dipende esclusivamente da σ_s^2 e σ_r^2 , pertanto dalle singole :

$$\sigma_A^2 = \text{varianza della entità dell' area drenata;}$$

$$\sigma_\varphi^2 = \text{varianza coefficiente di riduzione delle piogge;}$$

$$\sigma_i^2 = \text{varianza intensità di precipitazione;}$$

$$\sigma_D^2 = \text{varianza diametro della condotta fognaria;}$$

$$\sigma_K^2 = \text{varianza scabrezza della stessa;}$$

$$\sigma_j^2 = \text{pendenza;}$$

ciò in quanto valgono, banalmente, le seguenti relazioni:

$$\sigma_s^2 = \sigma_{\eta_s}^2 \bar{Q}_s^2 + \bar{\eta}_s^2 \{ (\bar{i} \bar{A} \sigma_\varphi)^2 + (\bar{\varphi} \bar{A} \sigma_i)^2 + (\bar{i} \bar{\varphi} \sigma_A)^2 \} \quad (8)$$

$$\sigma_r^2 = \sigma_{\eta_r}^2 \bar{Q}_r^2 + \bar{\eta}_r^2 \left\{ (4\pi \bar{R}^{8/3} \bar{j}^{1/2} \sigma_K)^2 + \left(\frac{32}{3} \pi \bar{K} \bar{j}^{1/2} \bar{R}^{5/3} \sigma_R \right)^2 + \left(\frac{2}{3} \pi \bar{K} \bar{j}^{1/2} \sigma_j \right)^2 \right\} \quad (9)$$

E' ovvio che l'applicazione del metodo probabilistico espresso dalla (7) é utilizzabile solo quando si conoscono le varianze sopra elencate.

Ora talune di esse variabili (e le rispettive varianze) derivano da misure sperimentali o da conoscenze tipiche dell' opera e del territorio che essa deve servire:

- area drenata,
- coefficiente di riduzione delle piogge
- intensità di precipitazione.

Altre sono legate ad elementi progettuali ed a materiali e tecnologie adottate per la realizzazione delle opere:

- diametro;
- scabrezza;
- pendenza.

In quanto segue si analizzano le suddette variabili.

In generale per alcune delle grandezze in gioco, vuoi per tipo delle stesse o per consolidata prassi, la determinazione del valore (medio) della grandezza é una metodologia acquisita, in tali casi si farà riferimento solo alla determinazione della relativa varianza, mentre negli altri casi (coefficiente di riduzione delle piogge) ci si soffermerà anche sulla determinazione del valore (medio) della variabile.

6. 1. 1 Variabilità dell' area drenata

La determinazione dell'area del bacino, le cui acque affluiscono in una rete fognaria, non presenta delle notevoli difficoltà e si effettua, in generale, tramite il planimetro od il digitizer, ciò non toglie che tale stima é connessa ad errori ed incertezze.

L'errore di valutazione dell'area varia a seconda che si affronti una fase di progetto o di verifica.

Nel caso di progetto, un primo errore σ_A^I e' quello legato alla corretta definizione della direzione del flusso di acqua vicino al limite dell'area considerata per i diversi tronchi della rete, l'errore sarà tanto maggiore quanto più l'area in cui si opera é pianeggiante.

Un secondo errore σ_A^{II} , anche se meno rilevante rispetto al primo, e' quello relativo alla misurazione topografica del bacino, errore di tipo strumentale che non può essere evitato.

Nel caso di verifica, di reti esistenti, oltre ad avere gli errori sopra citati il grado di incertezza aumenta infatti spesso non si ha una conoscenza dettagliata della rete da verificare, soprattutto nella parte più capillare della stessa, mancando a volte gli elaborati grafici relativi, e ciò si verifica anche per opere non necessariamente antiche.

Si può ancora verificare la discordanza tra cartografia e rete reale.

Si intuisce chiaramente che nel primo caso l'ordine di grandezza della σ_A e di gran lunga inferiore a quella del secondo caso.

Anche l'urbanizzazione o meno dell' area influisce sull' entità di σ_A

Al fine di una valutazione numerica della varianza σ_A^2 si possono dare le seguenti indicazioni, valide per bacini pianeggianti⁴¹. :

$$3.42 \text{ E-3} < \frac{\sigma'_A}{\bar{A}} < 7.36 \text{ E-3}$$

$$1.39 \text{ E-3} < \frac{\sigma''_A}{\bar{A}} < 4 \text{ E-3}$$

pertanto, almeno per aree pianeggianti, avremo:

$$3,69 \text{ E-3} < \frac{\sigma_A}{\bar{A}} = \frac{1}{\bar{A}} \sqrt{\sigma'^2_A + \sigma''^2_A} < 8,04 \text{ E-3}$$

6 1 2 Coefficiente di riduzione delle piogge e sua variabilità'

Il coefficiente di riduzione delle piogge φ , come già visto, può essere ottenuto tramite le formule di Paoletti di cui al paragrafo 3, sulla base della classificazione Hortoniana

Ma se la formula del Paoletti (formula 4 del paragrafo 3⁴²)

$$\varphi = \frac{h - V_i}{h} S_i^* + \frac{H^* \varphi_1 - V_p}{h} S_p^* \quad (10)$$

ci porta alla determinazione del valore di $\bar{\varphi}$, occorre, ancora, per l'applicazione del metodo probabilistico valutare anche σ_φ .

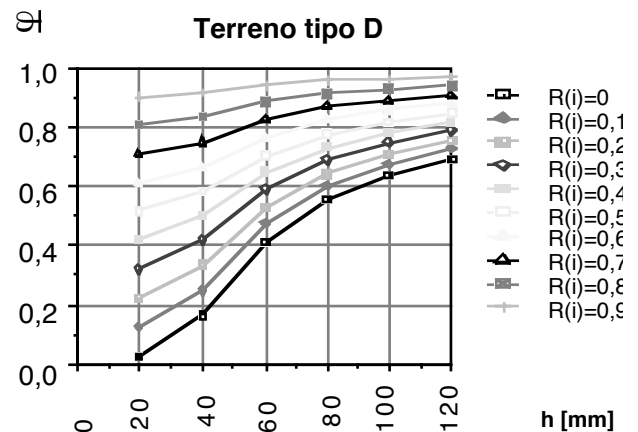
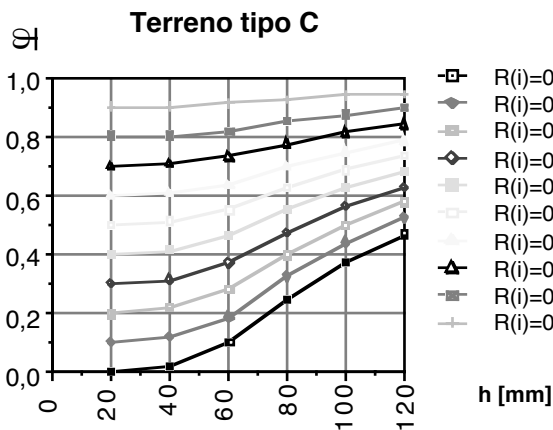
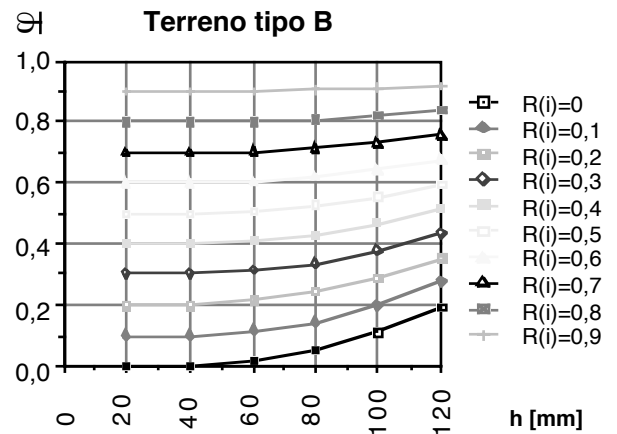
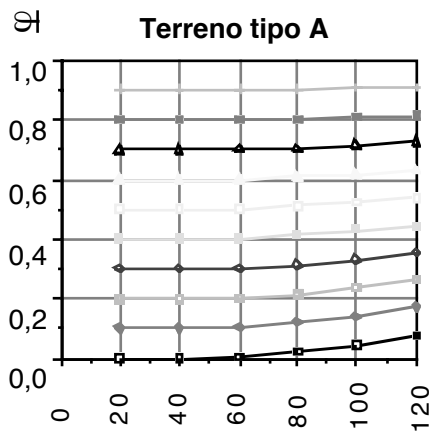
Allo scopo si ricorre all' uso abachi seguenti dove, per ciascun tipo di bacino (da A a D della classificazione Hortoniana) ed in funzione di h (altezza di precipitazione) é possibile leggere, in corrispondenza della curva corrispondente al valore di S_i^* il valore di σ_φ (grafici 6,7 , 8 e 9). Questi sono stati ricavati dall' ing. Sorcinelli per i vari tipi di terreno ripetendo le

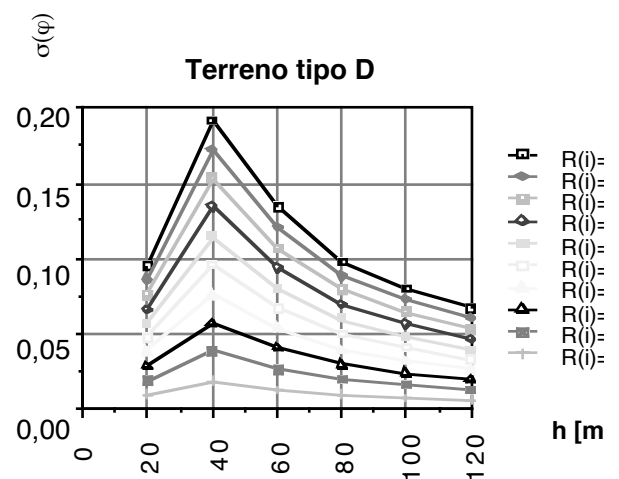
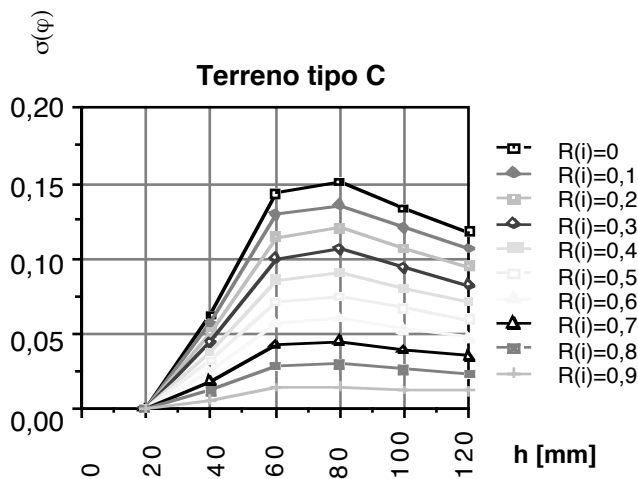
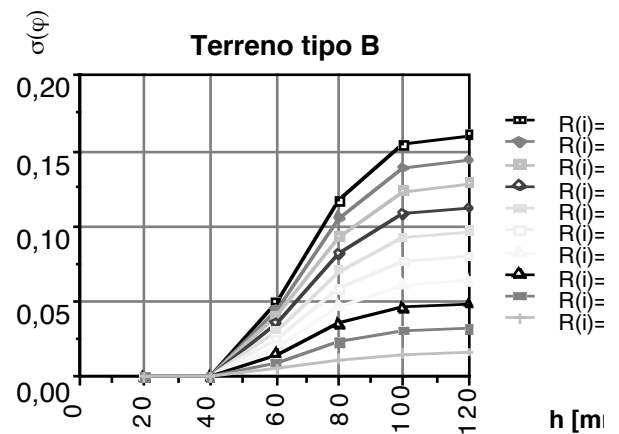
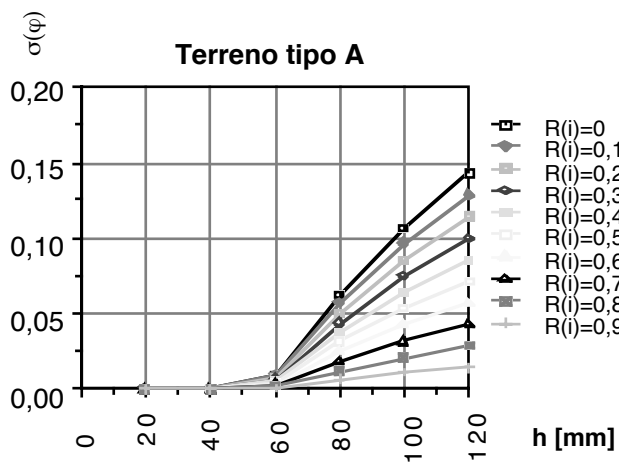
⁴¹ Nella fattispecie trattavasi di 14 bacini urbani di una città pianeggiante, quella Pesaro. I bacini avevano estensione superficiale da 10 a 40 ha

⁴² vedi ivi per il significato dei simboli

elaborazioni, per ciascun tipo di terreno e per un prefissato valore di S_i^* in funzione di h variabili da 20 a 200 mm . Si sono così ottenute per ciascun tipo di terreno due famiglie di curve, l'una relativa a $\bar{\varphi}$, l'altra relativa a σ_φ

A solo titolo indicativo é da sottolineare che per σ_φ il valore medio indicato da Tang ed Yen di 0,07 é ampiamente verificato, nel senso che risulta essere un valore medio anche tra quelli di cui agli abachi seguenti.





6. 1. 3 Variabilità dell' intensità di precipitazione

Per definizione l'intensità di precipitazione media, nel caso di utilizzo del metodo della corruzione, è data dalla $i = \frac{h}{t_c}$ con h notoriamente dato dalla

$$h = a \cdot t_c^n$$

L'intensità di precipitazione risulta quindi essere funzione delle variabili a , n , t_c , soggette anch'esse a tutta una serie di incertezze quali:

- 1) incertezze nella determinazione dell'esatto tempo di corrivazione t_c ;
- 2) incertezze nella determinazione delle curve segnalatrici di possibilità climatica a causa del relativamente modesto numero di dati a disposizione per la stima dei parametri a ed n ;
- 3) incertezza derivante dalla variabilità spazio/temporale delle piogge sul bacino in esame;
- 4) incertezza (molto piccola) derivante dalla misurazione strumentale dei valori di precipitazione.
- 5) incertezza derivante dalla bontà del modello adoperato per la stima della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, cioè della :

$$h = a t^n$$

(si tenga all'uopo presente che sovente, almeno nei paesi anglosassoni si utilizza una legge diversa)

Considerando dunque $i = f(a, t, n)$ si avrà:

$$\sigma_i^2 = \sigma_a^2 \bar{i}^2 + \sigma_n^2 \bar{i}^2$$

$$\left(\left(\frac{\bar{i}}{\bar{t}_c} \right)^{n-1} \sigma_a \right)^2 + \left(\frac{\bar{i}}{a(\bar{n}-1) \bar{t}_c} \right)^{n-2} \sigma_t^2 + \left(\ln \left(\frac{\bar{i}}{\bar{t}_c} \right) \frac{\bar{a}}{a} \bar{t}_c^{(n-1)} \sigma_n \right)^2 \quad (11)$$

In quanto segue si fa dapprima riferimento alla valutazione di σ_a e σ_n successivamente si analizzerà sia la valutazione di t_c che di σ_{t_c} .

6.1.4 Stima di σ_a e σ_n

Le osservazioni dei massimi annuali relative a diverse durate non coprono quasi mai periodi maggiori di qualche decennio, periodo che viene ritenuto insufficiente allo scopo propostoci, pertanto si è affrontato il

problema costruendo un modello di generazione dei dati, modello che, partendo dai massimi annuali registrati da una data stazione meteorica⁴³ per un certo periodo di tempo e per le durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore, fosse in grado di ricostruire un andamento climatico molto simile a quello della stazione esaminata per un numero ben superiore di anni in modo tale da poter studiare con un approccio probabilistico l'andamento dei parametri a ed n .

Operando secondo il procedimento descritto nella appendice III si sono generate dapprima i dati relativi a 1000 anni, e successivamente quelli a 1500, 2000 e 2500 in modo tale da poter studiare con un sufficiente grado di veridicità l'andamento dei parametri a ed n . Si sono quindi ottenuti non solo i valori medi (cioè più probabili) a ed n (con il desiderato tempo di ritorno) ma anche le relative varianze. Nell' allegato IV sono riportati taluni grafici (fig. 10 ed 11), realizzati per l'area Pesarese (ma è possibile ricavarli per le altre aree ed eventualmente "regionalizzarli"⁴⁴) tramite i quali la ricerca dei parametri in parola è estremamente facilitata

6. 1 .5 Stima di t_c e di σ_{t_c}

Un'altra fonte di incertezze è, come già accennato, il valore del tempo di corrivazione.

Si ricorda qui brevemente che il tempo di corrivazione può essere riguardato come composto da due sottotempi, uno invariante, dipendente dalle condizioni morfologiche del bacino ed un secondo dipendente e dalle caratteristiche dell' evento pluviale e dallo status del bacino (particolare presenza di culture, precedenti eventi meteorici ecc.....)

Da qui l'inesistenza di una formula che dia un valore (medio) del t_c attendibile, ma la presenza di tante formule, nessuna affidabile in generale.

Qui si consiglia di adottare per bacini inferiori ai 40 Km² la formula, che tra le tante (Pezzoli, Ventura, Pasini, Giandotti, Ruggiero, Tournon, ecc...) da valori più bassi. Per bacini di poco superiore, risulterebbe più affidabile la formula del Tournon⁴⁵

⁴³ Le elaborazioni che hanno portato ai risultati che poi verranno utilizzati sono relativi alla stazione di Pesaro osservata per 41 anni

⁴⁴ Ottenere cioè dei grafici che hanno valenza per un territorio con medesime caratteristiche pluviometriche (regione), Ciò si ottiene con procedimenti analoghi a quelli che normalmente si adoperano per la redazione delle così dette carte iso- a ed iso- n

⁴⁵ Secondo il Pezzoli, il tempo di corrivazione può essere espresso dalla :

$$t_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{i}}$$

il Ventura, in uno studio sulla Bonifica Bolognese, consiglia:

$$t_c = 0,1272 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{i}}$$

il Pasini, con riferimento alla bonifica Renana, indica :

$$t_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{i}}$$

sempre il Pasini, con riferimento alla grande bonifica ferrarese:

$$t_c = 5,76 \sqrt[3]{S \cdot L}$$

il Ruggiero, per bacini di minore estensione, da la seguente formulazione :

$$t_c = 17,28 \sqrt[3]{S}$$

Il Giandotti da, come é noto, la seguente formulazione:

$$t_c = \frac{4 \sqrt[3]{S} \cdot 1,5 L}{0,8 \sqrt[3]{H_m}}$$

Infine, più recentemente il Tournon:

$$t_c = 0,396 \frac{L}{\sqrt{i}} \left(\frac{S}{L^2} \sqrt[3]{\frac{i}{i_v}} \right)^{0,72}$$

con ovvio significato dei simboli, che tuttavia qui di seguito vengono ricordati:

- S = superficie del bacino [in Km²]
- L = lunghezza dell'asta principale [in Km]
- i = pendenza dell' asta principale
- i_v = pendenza media dei versanti (alla Horton)
- H_m = altezza media del bacino sulla sezione di chiusura [in m]
- t_c = tempo di corrivazione [in ore].

Ben più difficile é la stima di σ_{t_c} . A tuttoggi, in vero, non é possibile dare indicazioni per una sua stima, tuttavia il problema può essere aggirato tramite i grafici di fig. 12 riportati in appendice IV. Questi forniscono, per diverse combinazioni di t_c e di σ_i i valori di \bar{t}_c e di $\bar{\sigma}_i$ ottenuti tramite la (14)

La terza componente di incertezza e' dovuta ai possibili errori della strumentazione di misura delle piogge, agli errori di interpolazione dei dati, ecc... .

5. 1.6 Variabilita' del diametro

La varianza del diametro é legata alla tecnologia di costruzione dei tubi, pertanto per stimarla e poi inserirla nella (9) é sufficiente la conoscenza e l'elaborazione delle misure dei diametri effettivi, per ciascun materiale, per ciascun diametro nominale, per un grande numero di tubi. Quindi banalmente segue la conoscenza di σ_D .

E' tuttavia necessaria una precisazione, il procedimento di cui sopra é valido per i tubi rigidi, quelli che quindi conservano la forma anche se sottoposti a carichi diversi da quelli idrostatici interni.

Quindi é applicabile per tubi quali quelli di ghisa, di acciaio, di gres, di fibrocemento e di cemento. Con qualche maggiore attenzione può essere adoperata per PEAD (soprattutto se irrigidito) e tubi PRFV carichi di grande rigidità (> 5000 N/m²).

Ben diversa sarà la σ_R per tubi molto deformabili, quali il PRFV a filamento ed il PVC soprattutto se la posa in opera non segue le dovute necessarie precauzioni. In tali casi sebbene teoricamente non é difficile procedere alla valutazione della σ_R , di fatto ciò é pressoché impossibile per la sconoscenza degli effettivi diametri⁴⁶ che la condotta assume quando

⁴⁶ Infatti occorrerà non solo conoscere, per i tubi posti in opera (e quindi in genere più o meno ovalizzati) almeno le dimensioni dei due diametri principali, cosa già di fatto impossibile ma tener conto che la (4) é valida solo per specchi circolari e non ovalizzati, tale deformazione comporta che l'area Ω non sia più esprimibile tramite la

$$\Omega = \frac{\pi}{4} D^2 \quad (15)$$

é in opera, nonché dal fatto che é inficiata anche la validità della (4) e conseguentemente della (9).

Unica indicazione numerica circa il valore di σ_D che attualmente é possibile dare é relativa ai tubi rigidi, per essi vale la seguente relazione:

$$0,1 < \frac{\sigma_D}{\bar{D}} < 0,4$$

purtroppo per gli altri materiali non é possibile dare indicazioni perché a tuttoggi non esistono sufficienti conoscenze in proposito anche se sono il programma apposite ricerche.

6. 1 .7 Variabilita' della scabrezza

Sovente coefficiente K viene scelto su base empirica o su basi delle personali esperienze e convinzioni del progettista od infine su indicazione delle Ditte costruttrici di tubi con i quali viene realizzato il collettore da verificare.

E' invece possibile, come d'altra parte ben noto, ricondurre la scelta della scabrezza K a criteri oggettivi; infatti il K deducibile dalla :

$$\frac{1}{K} = \sqrt[3]{\frac{\lambda * D}{12,7 * g}} \quad (16)$$

risulta essere funzione del diametro e dell'indice di resistenza.

La maggior parte dei fenomeni di movimento che interessano le fognature, con riferimento al diagramma Moody, appartengono alla zona di transizione turbolenta e secondariamente, alla zona puramente turbolenta, in quando in condizioni di piena il numero di Reynolds e' dell'ordine di $1 * 10^5$.

bensi, da altre espressioni. Per deformazioni non molto accentuate la (15) può essere sostituita dall' espressione :

$$\Omega = \frac{\pi}{4} D_1 D_2 \quad (15')$$

dove D_1 D_2 sono i due diametri principali (l'uno verticale, l'altro orizzontale) che assume la condotta ovalizzata.

Il diagramma di Moody permette di determinare l'indice di resistenza λ , funzione della rugosità relativa alla superficie e del numero di Reynolds, e tramite la (16) è stato possibile costruire delle tabelle, che possono essere consultate in qualsiasi testo o manuale, le quali danno i valori di K a seconda del tipo di materiale usato.

Inoltre da tener presente che λ varia anche col tempo. In merito diversi studi sono stati effettuati in America per opera di Horowitz e Lec (1971), i quali indicano che, materie biologiche e minerali possono essere depositate sul fondo delle fognature, e ciò incrementa il valore di questa grandezza.

Questi autori riferiscono che del fattore di rugosità alla Manning (n) si incrementa mediamente durante la vita dell'opera dell' 8%, cioè scegliendo un valore medio di $K = 1/n$ pari a $70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (per condotte in cemento), il valore di σ_K sarà uguale a $5.6 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

È tuttavia da precisare la necessità di ulteriori approfondimenti anche per la valutazione di σ_K

6.1.8 Variabilità della pendenza

Ammissione valida la (4), la I della (4) stessa risulta essere uguale alla pendenza del fondo della fognatura.

I valori di progetto della pendenza relativi ai vari tratti di tubazione differiscono, in genere, anche sensibilmente da quelli realmente ottenuti durante la posa in opera.

Gli errori commessi nell'esecuzione dell'opera sono essenzialmente dovuti a deficienze di allineamento dei vari tronchi; questi possono essere ridotti, ma non eliminati, eseguendo il lavoro a perfetta regola d'arte. Altri errori di allineamento sono imputabili ai cedimenti del suolo.

Nell'appendice V sono i risultati grafici di una ricerca circa la variazione di Q_r al variare di σ_I , una volta fissato i

Le risultanze della detta ricerca confermano che si può, senza grandi errori, ammettere, con Tang ed Yen che σ_I sia dell'ordine di 0,1.

6.1.9 Considerazioni sulla affidabilità del modello per il calcolo della portata entrante η_s

Questo errore e' dovuto alla capacita', del metodo scelto, di interpretare il fenomeno fisico. Nel nostro caso il metodo e' quello razionale.

Anche se i valori di φ , i , A , possono essere determinati con precisione, la formula razionale o soltanto portare a grossolane approssimazioni dell'entita' della massima piena, in quando trascura effetti non lineari che riguardano fenomeni di scorrimento superficiale (Mc Person -1969, ed altri). nonché alla conseguenza del fatto che la pioggia non precipita uniformemente su tutto il bacino (od, al limite, non precipita su tutto il bacino).

I grafici dal n/ro 15 al n/ro. 18 danno idea che tuttavia tale grossolanità del modello incide modestamente sulla σ_s e, pertanto non é estremamente importante affinare lo studio della σ_{η_s} .

Infatti il rapporto $\frac{\sigma_{\eta_s}}{\eta_s}$ oscilla nel range $0,10 \div 0,14$ per tempi di ritorno bassi ($2 \div 5$ anni) e diminuisce sensibilmente sino a $0,06 \div 0,08$ per tempi dell' ordine del quarto di secolo.

Il valore di η_s può essere tranquillamente confuso con l'unità.

Le stesse considerazioni sono valide anche per altri modelli, d'altra parte le incertezze sulla bonta' del modello e relative discussioni hanno fatto storia nell'Idraulica.

6. 1 .10 Considerazioni sulla affidabilità del modello per il calcolo della portata trasportabile Q_r

La (4), cioe' la ben nota formula di Manning-Strickler (ed analogamente quella di Darcy-Weisbach), e' valida per la condizione di moto uniforme, in realta' il flusso di un canale di fognatura risulta essere vario.

Recentemente sono stati proposti sofisticati modelli matematici basati sull'integrazione delle equazioni differenziali di De Saint Venant che esprimono analiticamente il moto vario per lo studio del deflusso nelle fognature; basti pensare a Harris (1970) , Strelkoff (1970), Yevjevich e Barnes (1970), Savuk e Yen (1973), per i primi di tali approcci, e poi a Modica,Quignones,Rossi (1979).

Secondo Yen e Tang nella loro comunicazione all' "International Symposium on Uncertainties in Hydrologic on Water Resurce Systems" del 1972, basandosi sulla soluzione di questi modelli, l'errore commesso nell'uso della formula di Darcy - Weisbach e Manning - Strickler, per la previsione di Q_r puo' essere stimato intorno al 30% .

Sono in corso studi teorici per accertare il valore di $\bar{\eta}_r$ e di σ_{η_r} .

Sembra comunque che la Q_r effettiva sia inferiore anche di un 10 % a quella data dalla (4). In assenza di ulteriori dati occorre tuttavia fare riferimento ancora una volta alle indicazioni dei più volte citati autori d'oltreoceano.

6.2. Applicazione del metodo probabilistico

Con la conoscenza di tutti gli elementi di cui al precedente paragrafo è in teoria agevole utilizzare la (7) per il dimensionamento delle fognature meteoriche o, quanto meno, fissato un diametro, valutare l'effettivo tempo di ritorno.

Tale metodologia è tuttavia ancora di raro utilizzo sia perché non è ancora possibile la conoscenza esatta di tutti gli elementi che entrano in gioco nella (7) e sia perché, comunque, è complessa.

Inoltre è poco conosciuta (anche tra gli addetti ai lavori)

Tuttavia gli usuali metodi di calcolo (sempre più soggetti a critiche ed ad affinamenti da parte di studiosi⁴⁷) possono ancora essere validamente adottati per i collettori di minore importanza (del secondo ordine o superiori) sempre che, come nel caso delle opere di ingegneria strutturale, si introduca un coefficiente di sicurezza, inteso come rapporto :

$$v = \frac{\bar{Q}_r}{\bar{Q}_s} \quad (17)$$

Sovente, invece, tale coefficiente di sicurezza non viene affatto preso in considerazione, ciò significa dare ad esso il valore unitario, infatti ci si accontenta, erroneamente, che sia verificata la:

$$\bar{Q}_r \geq \bar{Q}_s \quad (18)$$

Orbene una tale verifica è accettabile allorquando le varianze in gioco, cioè le σ_r e σ_s sono molto modeste se non addirittura nulle⁴⁸.

⁴⁷ Da anni opera in Italia, nell'ambito del Gruppo Nazionale d'Idraulica, il cosiddetto sottogruppo dei "Deflussi urbani", che studia appunto nuove metodologie di calcolo, di verifica e di caratteristiche costruttive delle fognature pluviali. Gruppi analoghi si sono costituiti in altri paesi.

⁴⁸ Si ricorda che nel calcolo strutturale vengono ammessi coefficienti di sicurezza bassi quando o si ha buona conoscenza dei materiali da costruzioni (per esempio come nel caso dell'acciaio). Inoltre si incrementa la σ_{amm} nel caso che alle tensioni dovute ai

Nei collettori di maggiore importanza che funziona anche da recipiente di altre fogne é d'obbligo uno studio più accurato della semplice applicazione delle usuali formule ed il ricorso od a metodologia probabilistiche o, quanto meno, all' applicazione di coefficienti di sicurezza cautelativi.

Nel paragrafo che segue viene dato un metodo rapido da adottarsi in tali casi.

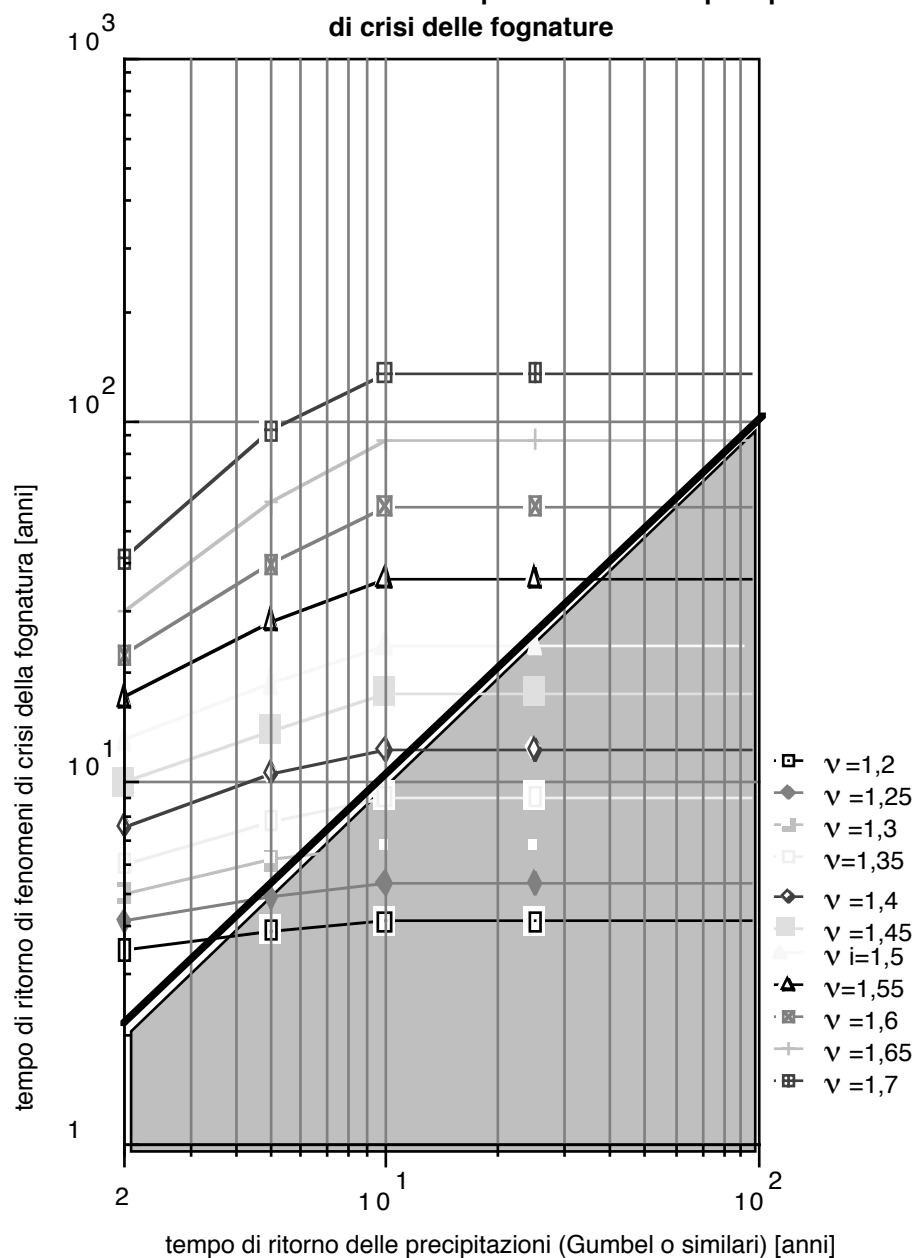
6.3 Confronto tra metodo probabilistico e metodo tradizionale, metodo semiprobabilistico

Fissato un coefficiente di sicurezza ν ed un tempo di ritorno delle piogge T_r , valutato alla Gumbel é possibile calcolare, tramite la metodologia precedente il tempo di ritorno effettivo di un evento di crisi della fognatura.

carichi permanenti ed a quelli di esercizio si cumulano anche quelle secondarie del vento del sisma od altre(ovviamente nel modo più sfavorevole). E' ovvio che tale incremento é, di fatto una riduzione del coefficiente di sicurezza dovuto alla diminuita incertezza sulla entità della sollecitazione massima.

MANTICA Ignazio- Costruzioni Idrauliche-Cap. VI-Fognature-release del 22-07-2005

Abaco della relazione tra tempi di ritorno delle precipitazioni di crisi delle fognature

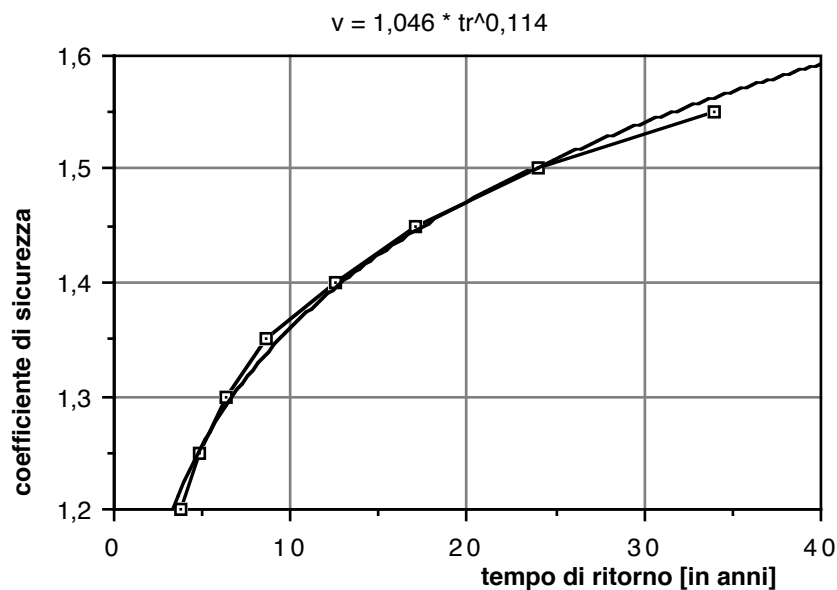


Ripetendo questa operazione per valori di ν compresi tra 1,2 ed 1,7 e per tempi di ritorno (alla Gumbel) compresi tra 2 e 25 anni si ottiene il grafico che precede dove in ascissa sono i tempi di ritorno delle precipitazioni alla Gumbel ed in ordinate gli analoghi tempi di crisi della fognatura valutati tramite la (7). Sul grafico è riportata una famiglia di curve caratterizzata da diversi valori del parametro ν (coefficiente di sicurezza).

Sempre sullo stesso grafico é poi tracciata una retta bisettrice del I quadrante, che quindi rappresenta l'equivalore tra tempi di ritorno delle precipitazioni ed analoghi di crisi della fognatura.

Le coordinate dei punti di intersezione di tale retta bisettrice con le singole curve della famiglia di cui sopra permette la redazione del successivo grafico nel quale in ascissa sono i tempi di ritorno (ora coincidenti delle piogge e di crisi della fognatura) ed in ordinata i coefficienti di sicurezza che occorre adottare per ottenere tale coincidenza.

Coefficiente di sicurezza in funzione del tempo di ritorno della fognatura



Sullo stesso grafico é indicata l'equazione della curva che correla il coefficiente di sicurezza al menzionato tempo di ritorno (unico per piogge e crisi della fognatura), che ha espressione :

$$v = 1,046 t_r^{0,114} \quad (19)$$

Orbene per ottenere fogne che raggiungano tale risultato sarà sufficiente dimensionare la condotta non per la portata Q_s ma per la portata:

$$Q_r = v Q_s \quad (20)$$

dove v é dato dalla (20).

Il dimensionamento eseguito tramite la (20) può essere considerato come "semiprobabilistico" nel senso che é , in sostanza, un dimensionamento al quale si perviene tramite gli ordinari calcoli deterministici, ma con l'aggiunta del coefficiente di sicurezza che tiene conto della aleatorietà delle variabili in gioco.

APPENDICE I - Le curve di possibilità pluviometrica a tre parametri.

Metodi approssimati per la stima dei tre parametri.

Si é già visto che le curve a tre parametri possono avere una delle seguenti forme:

$$h = \frac{a t}{(1 + b t)^n} \quad (8')$$

$$h = \frac{a t}{(b + t)^n} \quad (8'')$$

$$h = \frac{a t}{b + t^n} \quad (8''')$$

Nel seguito la numerazione delle formule dell' appendice sarà preceduta da un AI.

Per semplificare il compito conviene innanzitutto procedere alla determinazione della classica curva a due parametri, tipo la (7), che ora, per non confondere i parametri della curva (7) con quella delle (8) indicheremo con la:

$$h = \alpha t^v \quad (7)$$

Assumiamo quindi il seguente criterio:

La curva a tre parametri abbia in comune con quella a due parametri i seguenti elementi:

$$\text{per } t=1 \quad h_2 = h_3 \quad (\text{AI-1})$$

$$\text{per } t=3 \quad h_2 = h_3 \quad (\text{AI-2})$$

$$\text{per } t=3 \quad \frac{dh_2}{dt} = \frac{dh_3}{dt} \quad (\text{AI-3})$$

Cioé passi per gli stessi punti relativi alle durate di 1 e 3 ore e per la durata di 3 ore abbia la stessa pendenza che quelle a due parametri.

Si é assunta quanto sopra perché é da ritenersi che per durate limitate, dell' ordine dell' ora od inferiori poco o punto influiscono le durate molto maggiori (da 6 a 24 ore) delle quali si tiene conto esclusivamente tramite le (AI-2) ed (AI-3).

Esaminiamo separatamente i tre tipi di curve.

Curva a tre parametri del tipo $h = \frac{a t}{(1 + b t)^n}$

Le precedenti in formule diventano:

$$h_{2,(t=1)} = \frac{a}{(1 + b)^n} \quad (\text{AI-1'})$$

$$h_{2,(t=3)} = \frac{a 3}{(1 + b 3)^n} \quad (\text{AI-2'})$$

$$\frac{dh_{2,(t=3)}}{dt} = \frac{a}{(1 + b t)^n} - \frac{a n b t}{(1 + b t)^{n+1}} \quad (\text{AI-3'})$$

Dalla prima otterremo:

$$a = (1 + b)^n h_{2,(t=1)} \quad (\text{AI-4'})$$

ed analogamente, dalla seconda:

$$a = (1 + 3 b)^n \frac{h_{2,(t=3)}}{3} \quad (\text{AI-4'})$$

Combinando invece le prime due avremo:

$$\frac{h_{2,(t=3)}}{3 h_{2,(t=1)}} = \frac{1+b}{1+3b} \quad (\text{AI-5'})$$

Ora l'espressione a secondo membro é solo funzione di b, e verrà indicata come $f_1(b)$.

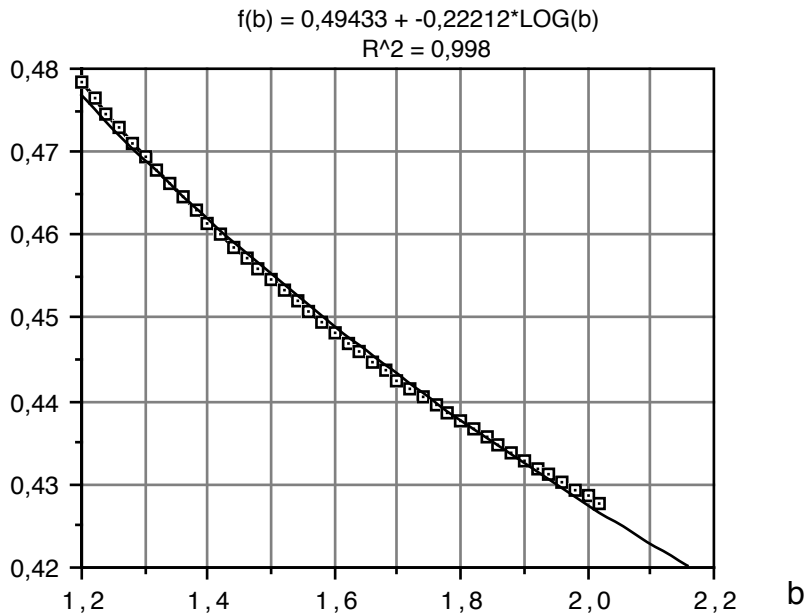
Supponendo che essa abbia un range di validità compreso tra $b=1$ e $b=6$ la:

$$f_1(b) = \frac{1+b}{1+3b} \quad (\text{AI-6'})$$

é approssimabile con la:

$$f_1(b) = 0,49433 - ,22212 \text{ LOG}_{10} b \quad (\text{AI-7'})$$

come dimostrato dal grafico che segue.



Sostituendo a primo membro della (AI-7') il primo membro della (AI-5') avremo:

$$\frac{h_{2,(t=3)}}{3 h_{2,(t=1)}} = \frac{1+b}{1+3b} \quad (\text{AI-8'})$$

e tenuto conto che

$$h_{2,(t=1)} = \alpha$$

$$h_{2,(t=3)} = \alpha 3^v$$

sostituendo avremo:

$$3^{\frac{v-1}{n}} = 0,49433 - 0,22212 \text{ LOG}_{10} b \quad (\text{AI-11'})$$

da cui, con ovvi passaggi si perviene alla:

$$b = 10^{\frac{0,49433 - 3^{\frac{v-1}{n}}}{0,22212}} \quad (\text{AI-12'})$$

Se nella seconda delle (AI-4') sostituiamo la (AI-12') avremo:

$$a = \alpha \left(\frac{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}} \right)^n 3^{v-1} \quad (\text{AI-13'})$$

funzione solo di n (incognita) oltre che di α e v noti.

Riprendendo ora la (AI-3'), esplicitando il primo membro e sostituendo in essa la (AI-12'), avremo:

$$\alpha v 3^{\frac{v-1}{n}} = \frac{a n 3^{10}}{\left(\frac{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}} \right)^{n+1}} \quad (\text{AI-14'})$$

che risulta essere solo funzione dell' incognita n, oltre che di α e v , noti, infatti ad a possiamo sostituire il valore della (AI-13')

Nel contempo poniamo:

$$G = \frac{a}{\left(\frac{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}} \right)^n} - \alpha v 3^{v-1} \quad (\text{AI-15'})$$

Sostituendo e semplificando dimostreremo che la precedente é una costante, infatti avremo:

$$G = \frac{\alpha \left(\frac{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}} \right)^n 3^{v-1}}{\left(\frac{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10^{\frac{v-1}{n}} \cdot \frac{0,49433 - 3^n}{0,22212}} \right)^n} - \alpha v 3^{v-1} \quad (\text{AI-16'})$$

ne segue, eliminando le espressioni tra parentesi che compaiono sia a denominatore che a numeratore:

$$G = \alpha 3^{v-1} - \alpha v 3^{v-1} \quad (\text{AI-17'})$$

Dunque:

$$G = \alpha 3^{v-1} (1 - v) \quad (\text{AI-18'})$$

Posto poi

$$F(n) = \alpha \left(1 + 3 \cdot 10^{-15} \left(\frac{0,49433 - 3^{-n}}{0,22212} \right)^{n+1} \right) - \alpha v \left(1 + 3 \cdot 10^{-15} \left(\frac{0,49433 - 3^{-n}}{0,22212} \right)^n \right) \quad (\text{AI-19'})$$

e semplificando, avremo:

$$F(n) = \frac{\alpha 3^v n 10^{-15} \frac{0,49433 - 3^{-n}}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10^{-15} \frac{0,49433 - 3^{-n}}{0,22212}} \quad (\text{AI-20'})$$

Il problema si riconduce quindi alla :

$$F(n) = G \quad (\text{AI-21'})$$

Sostituendo avremo dunque :

$$\frac{\alpha 3^v n 10^{-15} \frac{0,49433 - 3^{-n}}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10^{-15} \frac{0,49433 - 3^{-n}}{0,22212}} = \alpha 3^{v-1} (1 - v) \quad (\text{AI-22'})$$

dalla quale, semplificando:

$$\frac{n \cdot 10 \cdot \frac{0,49433 - 3 \cdot v^{-1}}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10 \cdot \frac{0,49433 - 3 \cdot v^{-1}}{0,22212}} = \frac{(1-v)}{3} \quad (\text{AI-23'})$$

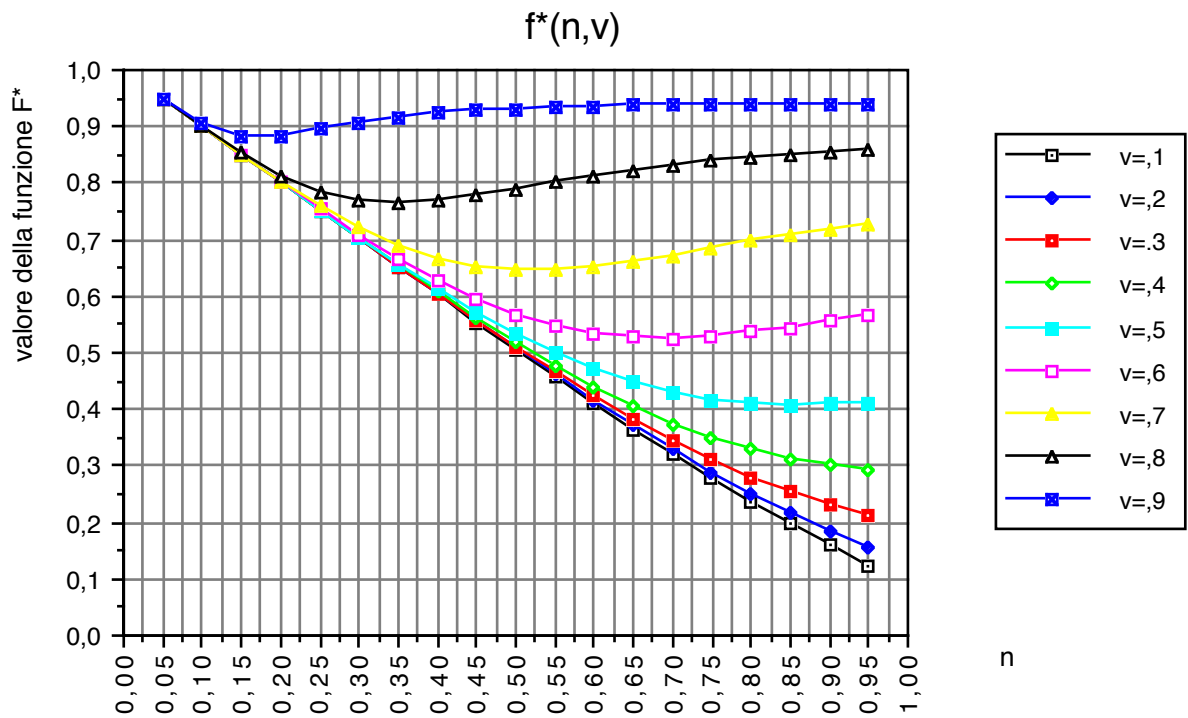
Dalla quale banaslmente si perviene alla:

$$v = 1 - 3 \cdot \frac{n \cdot 10 \cdot \frac{0,49433 - 3 \cdot v^{-1}}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10 \cdot \frac{0,49433 - 3 \cdot v^{-1}}{0,22212}} \quad (\text{AI-24'})$$

Posto ora

$$F(n,v) = 1 - 3 \cdot \frac{n \cdot 10 \cdot \frac{0,49433 - 3 \cdot v^{-1}}{0,22212}}{1 + 3 \cdot 10 \cdot \frac{0,49433 - 3 \cdot v^{-1}}{0,22212}}$$

Questa funzione $F(n,v)$ é qui di seguito graficizzata.

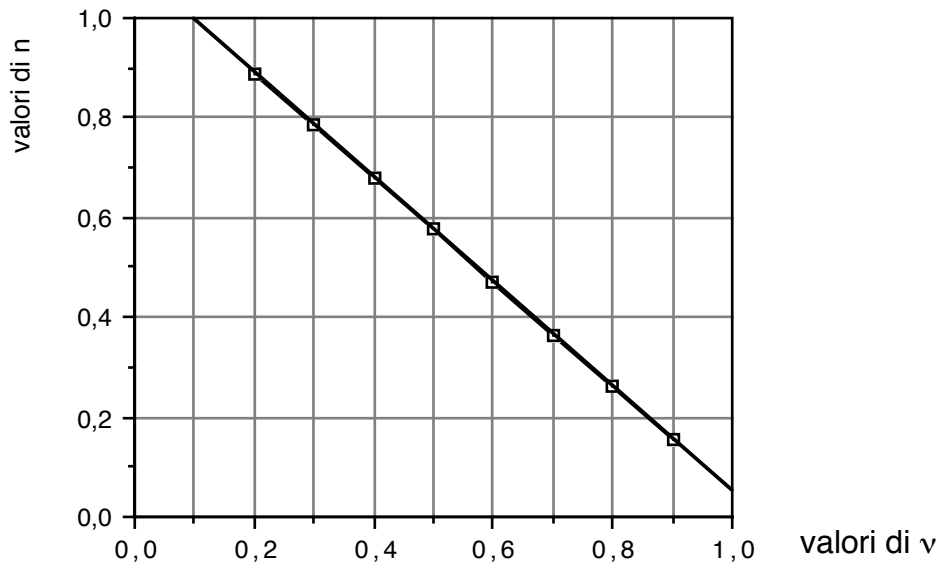


Imponendo sull' asse delle ordinate il valore di ν e tirando la verticale per la curva di pari valore di ν , si otterrà il corrispondente valore di n che con buona approssimazione soddisferà le (AI-1'), (AI-2') ed (AI-3').

Se ripetiamo l'operazione cui dianzi per i valori di ν compresi tra 0,2 e 0,9 e presi con step di 0,1 e graficizziamo i punti ottenuti su un asse n (ordinate) e ν (ascisse), constatiamo che essi sono pressoché allineati.

Graficizzazione della funzione $v=v(n)$

$$n = 1,1000 - 1,0500v \quad R^2 = 1,000$$



Quindi sarà possibile determinare i valore del coeffivciente della curva a tre parametri tramite la:

$$n = 1,1 - 1,05 v \quad (\text{AI-26'})$$

e conseguentemente i valori di a e b tramite le (AI-) e le (AI-.....)

Curva a tre parametri del tipo $h = \frac{a t}{(b + t)^n}$

Le precedenti in formule diventano:

$$h_{2,(t=1)} = \frac{a}{(b + 1)^n} \quad (\text{AI-1''})$$

$$h_{2,(t=3)} = \frac{a \cdot 3}{(b + 3)^n} \quad (\text{AI-2''})$$

$$\frac{dh_{2,(t=3)}}{dt} = \frac{a}{(b + t)^n} - \frac{a n t}{(b + t)^{n+1}} \quad (\text{AI-3''})$$