PREFAZIONE

La presente raccolta di lezioni fa parte di quella più ampia che dall'A.A. 1979/80, con qualche interruzione, tengo presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Ancona nel corso di Costruzioni Idrauliche.

Si è voluto dare una forma editoriale intermedia tra quella delle semplici dispense e quella del testo in quanto la prima mal si addice all'utilizzo in ambienti extra universitari, la seconda richiede invece trattazioni più ampie in specie degli aspetti costruttivi, qui volutamente solo accennati.

Tali aspetti nel corso di Costruzioni Idrauliche vengono affrontati separatamente dal dimensionamento idraulico; qualora la presente iniziativa avesse successo, una prossima edizione potrebbe includerli.

Si è affrontato l'aspetto del dimensionamento idraulico nell'intento di colmare una lacuna dell'editoria italiana del settore.

Negli ultimi decenni la progettazione delle fognature è stata rivoluzionata.

Sia il metodo dell'invaso che quello della corrivazione che per anni, a volte in accesa contrapposizione, hanno tenuto banco nella progettazione delle fognature, sono stati superati e/o ampiamente rivisti e comunque reinquadrati in un unico contesto.

Sono subentrati studi e determinazioni più accurate per le infiltrazioni, l'istogramma pluviometrico di progetto, i modelli, i metodi probabilistici e semi-probabilistici, ecc.....

Tali argomenti, da tempo ben conosciuti agli addetti ai lavori, sono ancora poco diffusi tra i professionisti, anche perché ben poche opere divulgative sono state intraprese nel settore.

Molti argomenti riportati nel volume sono stati trattati nel Seminario sui deflussi urbani tenutosi a Cosenza i cui atti sono raccolti nel volume a cura di Calomino e Veltri "Idrologia urbana" edizioni Bios. Ma tale pregevole volume, essendo appunto una raccolta di comunicazioni congressuali, manca dell'omogeneità necessaria ad una trattazione organica della materia.

°°°

La presente raccolta di dispense è stata curata oltre che dal sottoscritto dall'ing. Simona Francolini che ha, tra l'altro, coordinato il testo con le figure, alcune delle quali digitalizzate dai miei figli. A questi e soprattutto all'ing. Francolini i miei ringraziamenti.

Ancona novembre 1993

□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

Alla memoria di mio Padre

SOMMARIO

CAPITOLO - 1 -

GENERALITÀ E CENNI STORICI 1

1.1 GENERALITÀ 1

1.2 CENNI STORICI 3

1.3 REALIZZAZIONI ATTUALI 5

1.3.1 DISPOSIZIONI DELLE RETI 10

1.3.2 LE RETI SEMPLICI 10

1.3.3 LE RETI MULTIPLE 12

1.3.4 IL SISTEMA A SEPARATORE MISTO 15

1.4 CENNI SULLE TUBAZIONI 16

1.4.1 GHISA COMUNE 17

1.4.2 TUBAZIONI IN ACCIAIO 18

1.4.3 TUBAZIONI IN CEMENTO AMIANTO 19

1.4.4 LA GHISA SFEROIDALE 21

1.4.5 TUBAZIONE IN P.R.F.V. 21

1.4.6 IL CEMENTO ARMATO, IL C.A.P. ED IL T.A.D. 24

1.4.7 IL P.V.C. 26

1.4.8 IL POLIETILENE AD ALTA ED A BASSA DENSITÀ 27

1.4.9 IL GRES 28

1.5 LE OPERE D'ARTE 29

1.5.1 OPERE DI IMMISSIONE 30

1.5.2 OPERE DI CONFLUENZA E DI RACCORDO, DI ISPEZIONE E SALTI 32

1.5.3 POZZETTI DI CACCIATA 34

1.5.4 GLI SFIORATORI 35

1.5.5 I SOLLEVAMENTI 37

1.6 COSTRUZIONE DELLE CONDOTTE 40

1.7 I PROBLEMI DI TENUTA DEI POZZETTI, LA IMPERMEABILIZZAZIONE DEL FONDO SCAVO 42

1.8 TENDENZE 43

CAPITOLO - 2 -

DIMENSIONAMENTO DELLE FOGNATURE FECALI 47

2.1 GENERALITÀ 47

2.2 METODI PER LA VALUTAZIONE DELLE PORTATE NERE 49

2.2.1 CONSIDERAZIONI SULLA CONTEMPORANEITÀ D'USO 50

CAPITOLO - 3 -

DIMENSIONAMENTO DELLE FOGNATURE PLUVIALI 64

3.1 GENERALITÀ 64

3.2 METODO DELLA CORRIVAZIONE (METODO RAZIONALE, METODO DEGLI INGEGNERI TEDESCHI) 66

3.2.1 IL COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLE PIOGGE 67

3.2.1.1 Il coefficiente di infiltrazione 69

3.2.1.2 Il coefficiente di ritardo j2 - Precisazione sul tempo di corrivazione 72

3.2.1.3 Il coefficiente di ritenuta j3 75

3.2.1.4 Il coefficiente di uniformità j4 75

3.2.1.5 Moderni metodi per la stima di j 76

3.2.2 L'INTENSITÀ DI PRECIPITAZIONE 77

3.2.3 CORREZIONE DEI PARAMETRI a ED n IN FUNZIONE DEL RAGGUAGLIO ALLA SUPERFICIE DEL BACINO 88

3.2.4 CONSIDERAZIONI E SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO 89

3.3 METODO DELL'INVASO 90

3.3.1 LA METODOLOGIA DEL FANTOLI 90

3.3.1.1 Valutazione di qe 91

3.3.1.2 Valutazione della legge V=V(t) 93

3.3.1.3 Integrazione dell'equazione di continuità 95

3.3.2 IL METODO DEL PUPPINI 96

3.3.3 IL METODO DEL SUPINO 99

3.3.4 IL METODO DEL DE MARTINO 102

3.4 METODO DEL CAQUOT 106

CAPITOLO - 4 -

IDRAULICA DELLE CONDOTTE FOGNARIE 112

4.1 CALCOLO IDRAULICO 112

4.2 I VALORI LIMITI ACCETTABILI PER LA VELOCITÀ 124

4.3 CRITICHE ALLA VERIFICA BASATA SULLE FORMULE DEL MOTO UNIFORME 126

CAPITOLO - 5 -

MODELLI DI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO 128

5.1 SOTTOMODELLI DI INPUT 130

5.1.1 MODELLI DEL SINGOLO EVENTO E MODELLI DI SIMULAZIONE CONTINUA 131

5.1.2 MODELLI A INPUT DIFFERENZIATO O UNIFORME NELLO SPAZIO 131

5.1.3 IETOGRAMMI REALI E SINTETICI 132

5.2 SOTTOMODELLI DI DEPURAZIONE (PIOGGE DEPURATE DALLE PERDITE) 133

5.2.1 SOTTOMODELLI DI INFILTRAZIONE 133

5.2.2 SOTTOMODELLI RELATIVI AL TRATTENIMENTO DA PARTE DELLE DEPRESSIONI SUPERFICIALI 136

5.3 SOTTOMODELLI DI SCORRIMENTO SUPERFICIALE 137

5.3.1 SOTTOMODELLI FISICAMENTE BASATI "IDRAULICI" 138

5.3.2 SOTTOMODELLI CONCETTUALI 140

5.4 SOTTOMODELLI DI PROPAGAZIONE NEI COLLETTORI 140

5.4.1 SOTTOMODELLI IDRAULICI, CIOÈ FISICAMENTE BASATI 142

5.4.1.1 Sottomodelli idraulici per moto a superficie libera 143

5.4.1.2 Sottomodelli idraulici per moto in pressione 148

5.4.1.3 Condizioni ai nodi 149

5.4.2 SOTTOMODELLI IDROLOGICI 150

5.5 UTILIZZO DEI MODELLI 152

5.6 NOTE CONCLUSIVE SUI MODELLI E SCHEDE DEI MODELLI PIÙ DIFFUSI 153

5.7 CONFRONTI FRA METODI CLASSICI DI STIMA DELLA PORTATA AL COLMO 167

5.7.1 ALCUNE CONSIDERAZIONI FINALI 173

CAPITOLO - 6 -

METODI PROBABILISTICI 175

6.1 CONSIDERAZIONE QUANTITATIVE SULLA VARIABILITÀ DELLE GRANDEZZE IN GIOCO 180

6.1.1 VARIABILITÀ DELL'AREA DRENATA 182

6.1.2 COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLE PIOGGE E SUA VARIABILITÀ 183

6.1.3 VARIABILITÀ DELL'INTENSITÀ DI PRECIPITAZIONE.....184

6.1.4 STIMA DI sa E sn 185

6.1.5 STIMA DI tc E DI stc 186

6.1.6 VARIABILITÀ DEL DIAMETRO 188

6.1.7 VARIABILITÀ DELLA SCABREZZA 189

6.1.8 VARIABILITÀ DELLA PENDENZA 190

6.1.9 CONSIDERAZIONI SULL'AFFIDABILITÀ hs DEL MODELLO PER IL CALCOLO DELLA PORTATA ENTRANTE 190

6.1.10 CONSIDERAZIONI SULL'AFFIDABILITÀ hr DEL MODELLO PER IL CALCOLO DELLA PORTATA TRASPORTABILE.....191

6.2 APPLICAZIONE DEL METODO PROBABILISTICO 192

6.3 CONFRONTO TRA METODO PROBABILISTICO E METODO TRADIZIONALE, METODO SEMIPROBABILISTICO.....193

APPENDICE I 196

APPENDICE II 198

APPENDICE III 202

APPENDICE IV 205

APPENDICE V 215

Capitolo 1

GENERALITÀ E CENNI STORICI

1.1 GENERALITÀ

Con il termine fogna il dizionario della lingua italiana del Tommaseo (1865) intende "Condotto 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 etimologica della parola il latino profundus anziché il greco Σιφων.

Significati analoghi ha, secondo il Tommaseo, il termine fognatura. Indubbiamente oggi tale significato è 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 è 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 all'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 è quello indicato dal Tommaseo);

- 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 quest'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 un'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'assanissement.

Mentre è 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 è 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'indesiderato[2].

Sebbene esistano 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 antichi sono quelli romani. Ad onor del vero sono 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 è la cosiddetta 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.

---

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

2 Per un certo periodo di tempo (XIX secolo) a Parigi era invalso l'uso di usare le acque di fogna come elemento vettore delle immondizie, si suole indicare tale prassi con il termine di "tout à l'egoult".

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 della cloaca per i Romani deve essere stata tale che 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 è tuttora in esercizio, sebbene più volte oggetto già dai tempi remoti di Silla ed Agrippa di lavori di ampliamento.

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 fogna (4 metri di larghezza per 3 di altezza) fatta costruire da Agrippa, nel Campo Marzio, fu rinvenuta solo nel XVI secolo.

Solo molto più tardi, e cioè nel XVII secolo, a causa della forte urbanizzazione di talune città, quali Parigi (e le grandi capitali in genere) fu sentito nuovamente il bisogno di dotare la città di rete fognaria.

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 XVII secolo, circa un quarto della rete dei canali di Parigi era divenuta "fognatura". Da tale epoca si susseguì le realizzazioni di fognature divennero frequenti.

A Parigi seguì Londra, inizio del XIX 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 XVII secolo di cui si ha cenno anche nei *Miserabili* di V. Hugo, infatti le attuali risalgono al progetto del BELGRAND[3] 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 ospitate cavi telefonici, dell'energia elettrica e canalizzazioni della posta pneumatica);

b) doveva essere facilmente ispezionabili.

Successivamente nelle stesse gallerie furono convogliate anche le acque nere e contemporaneamente furono dotate di scaricatori di piena tali che il rapporto acque nere su acque bianche fosse all'incirca di uno a quattro.

Il collettore maggiore e tra i primi ad essere realizzato dell'attuale sistema fognario parigino è quello di Asnières, il cui speco ha una larghezza di 5.60 metri ed un'altezza di 4.20 metri, e la cui 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

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 è impossibile formulare a priori regole definitive con validità generale.

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

---

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.

Solo 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, rapporto per tanti anni ignorato o quasi dagli urbanisti che tutt'oggi non prestano alle infrastrutture, in generale, la necessaria attenzione.

Solo recentemente è stata normata la necessità di uno studio delle infrastrutture da parte dei redattori degli strumenti urbanistici ma, a nostro avviso, tale studio è ancora troppo marginale.

In questo non facile rapporto tra urbanisti ed infrastrutture, le fognature giocano un ruolo di estrema importanza, perché tra le varie infrastrutture sono quelle che più 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 è del parere che il P.R.G. e gli strumenti urbanistici derivati debbano in sede di redazione tener conto della necessità di fognare le zone urbanizzate e quindi prevedere lo sviluppo e la distribuzione di queste in funzione delle esigenze fognarie.

Purtroppo sovente agli Urbanisti *"non è sempre facile riconoscere l'influenza decisiva che le fognature possono avere sugli aspetti esterni della città 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, spesso negli stessi spazi in cui devono trovare collocazione anche altri servizi: acquedotto, metano, rete telefonica, rete della pubblica illuminazione, rete elettrica in M.T. ed in B.T. ecc...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.E[4]., i vari piani particolareggiati ecc.) venga anche

---

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

redatto una sorta di piano regolatore del sottosuolo dove venga prevista l'esatta ubicazione plano altimetrica dei servizi.

In taluni casi, soprattutto in quartieri di nuova concezione, può essere vantaggiosamente prevista la realizzazione di un cunicolo servizi al di sotto della pavimentazione stradale, dove alloggiare gran parte dei servizi tecnici sopra ricordati.

Il cunicolo, ancorché sia un'infrastruttura costosa, porta indubbi vantaggi per la gestione e la manutenzione delle opere che contiene, evitando il susseguirsi di interventi di taglio della pavimentazione stradale per raggiungere le tubazioni od i cavi su cui operare.

Preliminare ad una buona progettazione fognaria è il rilievo topografico delle aree interessate dalle fognature e delle strutture fognarie esistenti; il corretto reimpiego di queste ultime è, il più delle 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.

E' ovvio che al crescere dell'area da dotare di fognature risulta necessaria l'adozione contemporanea di diversi schemi elementari di reti, ciò perché con l'estensione si perde l'uniformità morfologica.

Nel progetto di una fognatura occorre anche tener presente i limiti legislativi per gli scarichi non domestici e la loro ammissibilità nelle acque di fogna.

Per le fognature a sistema unitario di smaltimento, cioè miste, in genere non occorre alcun accorgimento cautelativo per lo smaltimento delle portate nere, infatti il dimensionamento degli spechi è condizionato dalle massime portate bianche. Queste possono oscillare da valori nulli a valori centinaia di volte superiori alle portate nere.

Di contro per fognature separate di acque bianche ed acque nere, si deve operare, per il dimensionamento di quest'ultime, una maggiore prudenza al fine di assicurare sempre ed ovunque riempimenti parziali tali da evitare il rischio di fastidiose ostruzioni ovvero un'insufficiente ventilazione.

E' altresì ugualmente importante verificare le fogne fecali anche per portate medie e minime allo scopo di assicurarsi che le velocità non scendano al di sotto di valori inaccettabili, sia per il processo di autopulizia che per evitare che fenomeni di trasformazione biologica del materiale organico abbiano inizio. In effetti nei canali fognari e quindi in presenza di modeste quantità di aria si possono sviluppare processi putrefattivi, che possono poi compromettere i processi aerobici sui quali si basano i depuratori.

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

La scelta di un sistema fognario separato o a sistema unitario incide anche sul "tempo di ritorno" delle crisi del sistema stesso.

Quindi mentre è accettabile che nel caso di sistema separato le condotte fognarie possano entrare in pressione per brevi tratti e per brevi tempi ed ancora che le acque trasportate "pulite" possano interessare con un più o meno alto velo idrico piazze e strade, ciò non è accettabile per le fogne nere.

Ne segue che nel sistema unitario possono adottarsi tempi di ritorno più brevi che in quello separato. Quindi per il sistema unitario è possibile l'impiego di condotte di minore sezione.

E' poi da registrare una motivazione non irrilevante a vantaggio delle fognature separate. Un sistema fognario che trasporti anche le acque meteoriche deve possedere delle caditoie che convoglino le acque meteoriche precipitate lungo le strade e le piazze al suo interno.

Tali caditoie devono necessariamente essere sifonate, altrimenti da essere fuoriuscirebbero cattivi odori. Ma il sifone di qualunque tipo esso sia, tende a raccogliere del materiale solido, ciò per vari motivi: perché si tratta di materiale trasportato dalle acque di prima pioggia, perché i sistemi manuali od automatici di pulizia delle strade, nonostante qualsivoglia accorgimento, depositano nelle caditoie una parte delle polveri, terreno, sabbie ecc. presenti sulle strade.

Spesso, soprattutto quando la pulizia delle strade veniva eseguita a mano, la caditoia era un *ottimo* recipiente finale del pattume, quanto meno più comodo degli appositi bidoni per raggiungere i quali il pattume doveva essere sollevato.

La fig. 1 riporta uno schema, molto diffuso di caditoia.

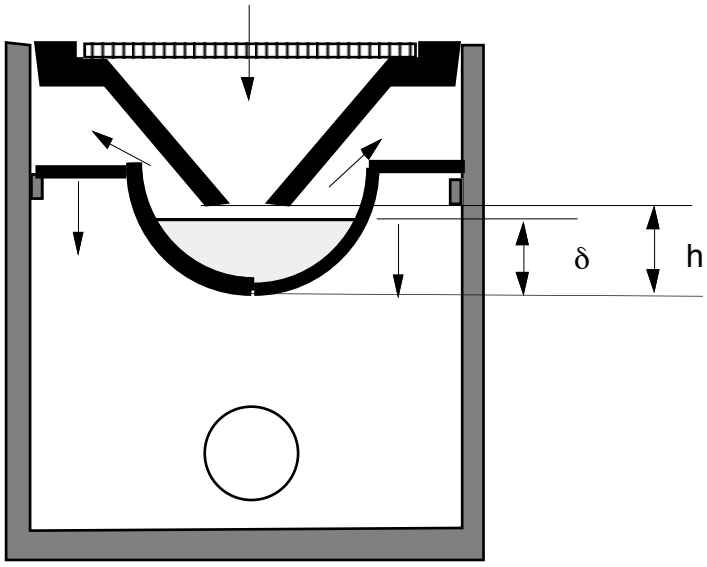


fig. 1 - Esempio di caditoia

E' evidente che sin tanto che $\delta < h$ non è impedito il passaggio dell'acqua, poi al verificarsi dell'eguaglianza o anche nel momento in cui δ non è sufficientemente minore di h, il passaggio dell'acqua diviene impossibile.

Si evita tale inconveniente tramite la pulizia sistematica delle caditoie. Purtroppo tali lavori manutentori avvengono di rado, anzi spesso non avvengono che solo dopo l'allagamento di strade e piazza con acque meteoriche che hanno trovato sbarrato l'accesso alla fognatura.

Non è infrequente, a dimostrazione dell'asserto di cui sopra, vedere dalle caditoie fuoriuscire della vegetazione !!

Quel che è più grave è che sovente, anche lì dove esistono sistemi fognari separati, vengono spesso adottate caditoie di tale tipo.

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) <u>disposizione perpendicolare</u> (figg. 2 e 3), 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.

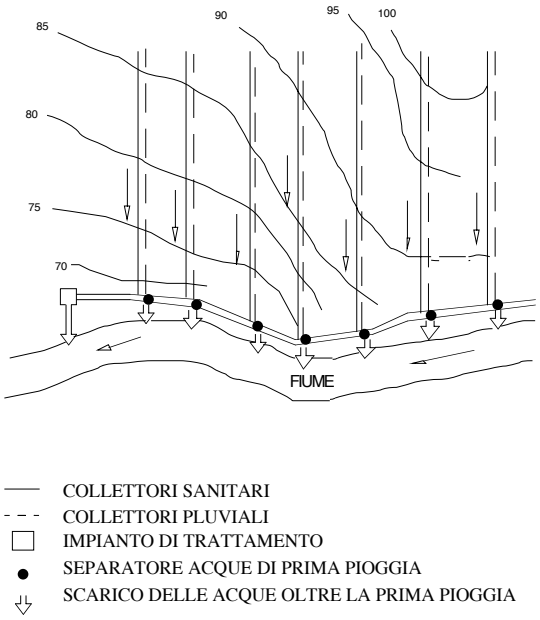


fig. 2 - Sistema fognario separato con disposizione perpendicolare

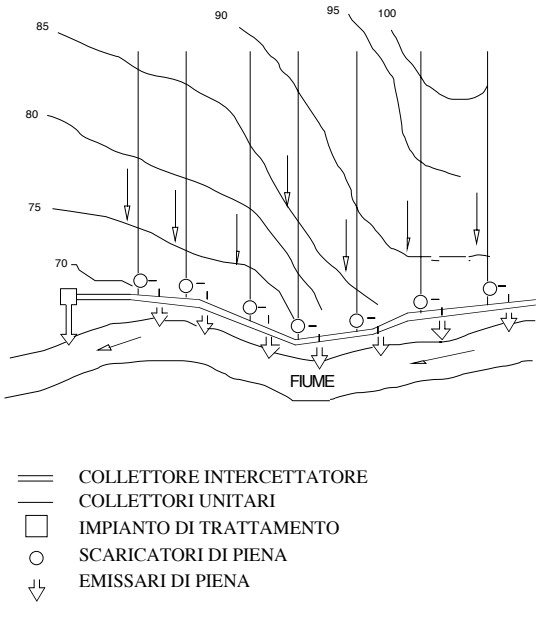


fig. 3 - Sistema fognario unitario con disposizione perpendicolare

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 (fig. 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 (fig. 3) i collettori secondari vengono muniti, immediatamente a monte della confluenza con il collettore intercettatore, di scaricatori di piena;

b) <u>disposizione a ventaglio</u> (figg. 4 e 5), 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.

La fig. 4 mostra un esempio di sistema fognario unitario con disposizione a ventaglio, mentre la fig. 5 differisce dalla precedente solamente per l'essere a sistema separato.

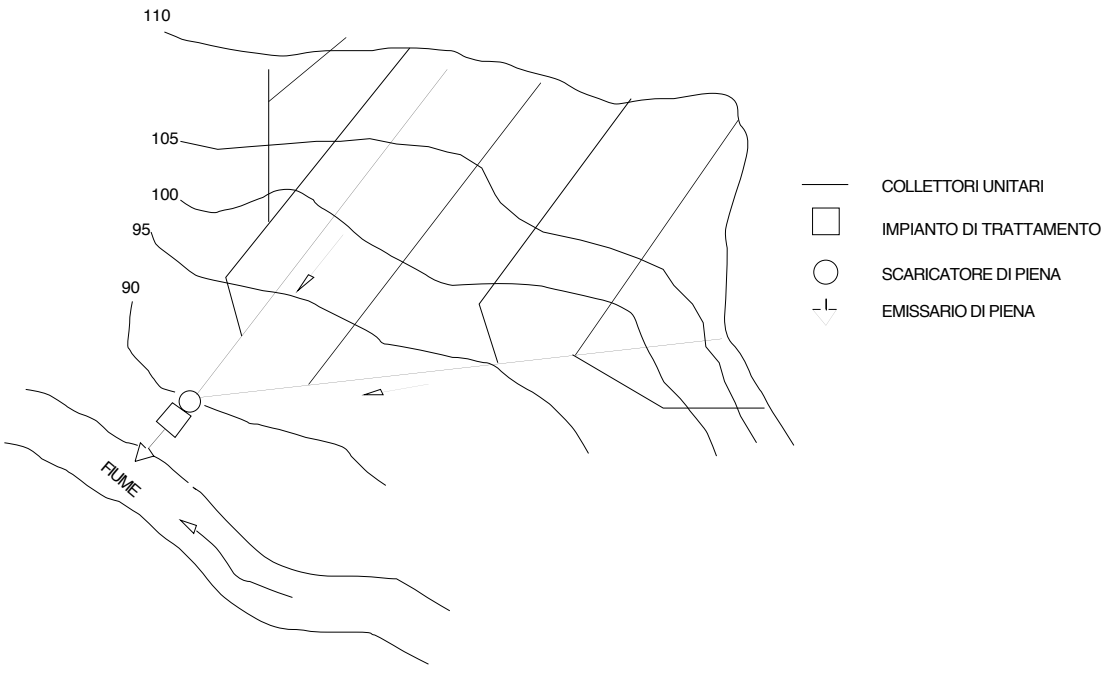


fig. 4- Sistema fognario unitario con disposizione a ventaglio

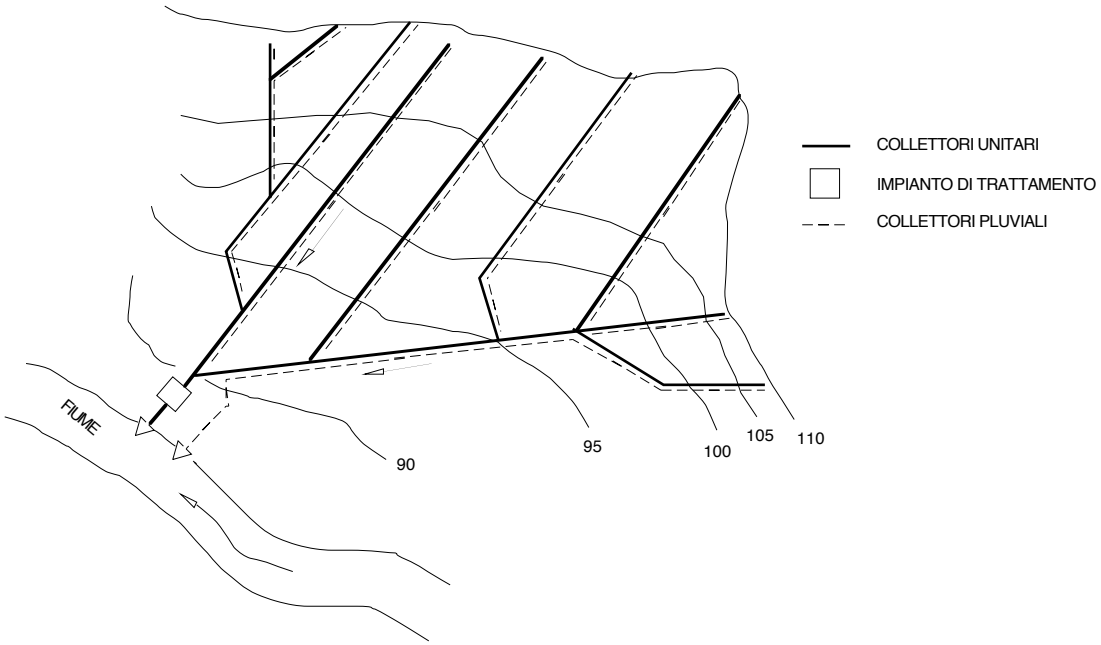


fig. 5- Sistema fognario separato con disposizione a ventaglio

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 (figg. 6 e 7), 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;

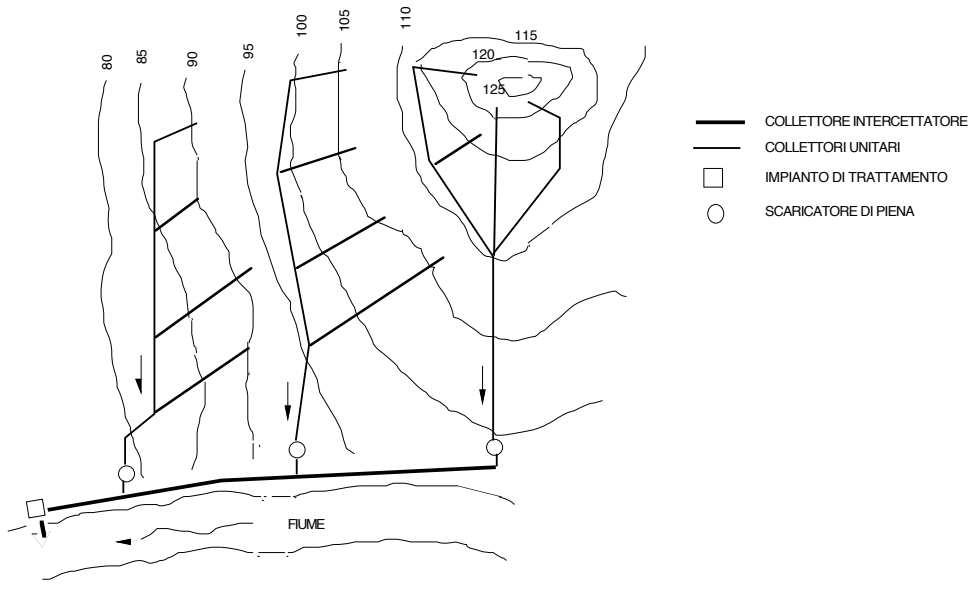


fig. 6 - Sistema fognario unitario a terrazze

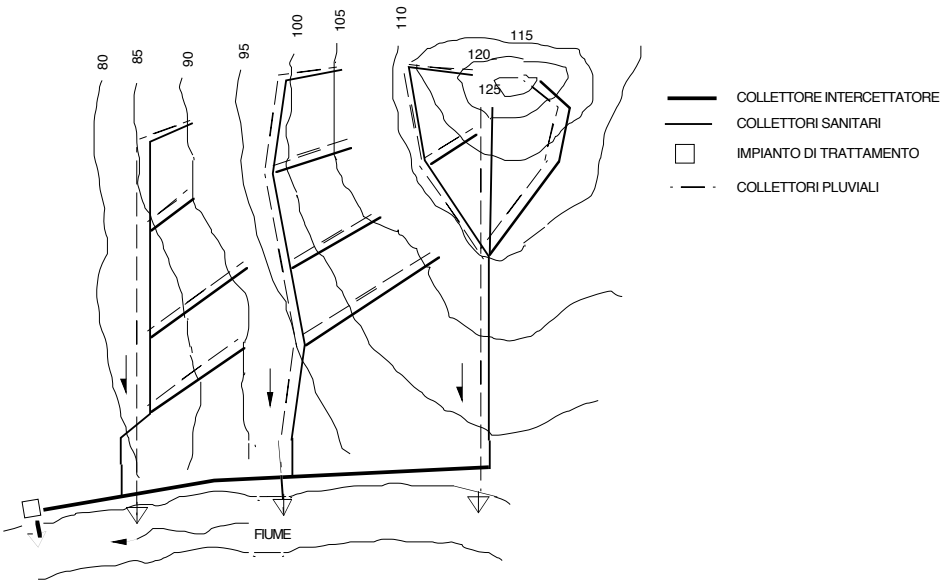


fig. 7 - Sistema fognario separato a terrazze

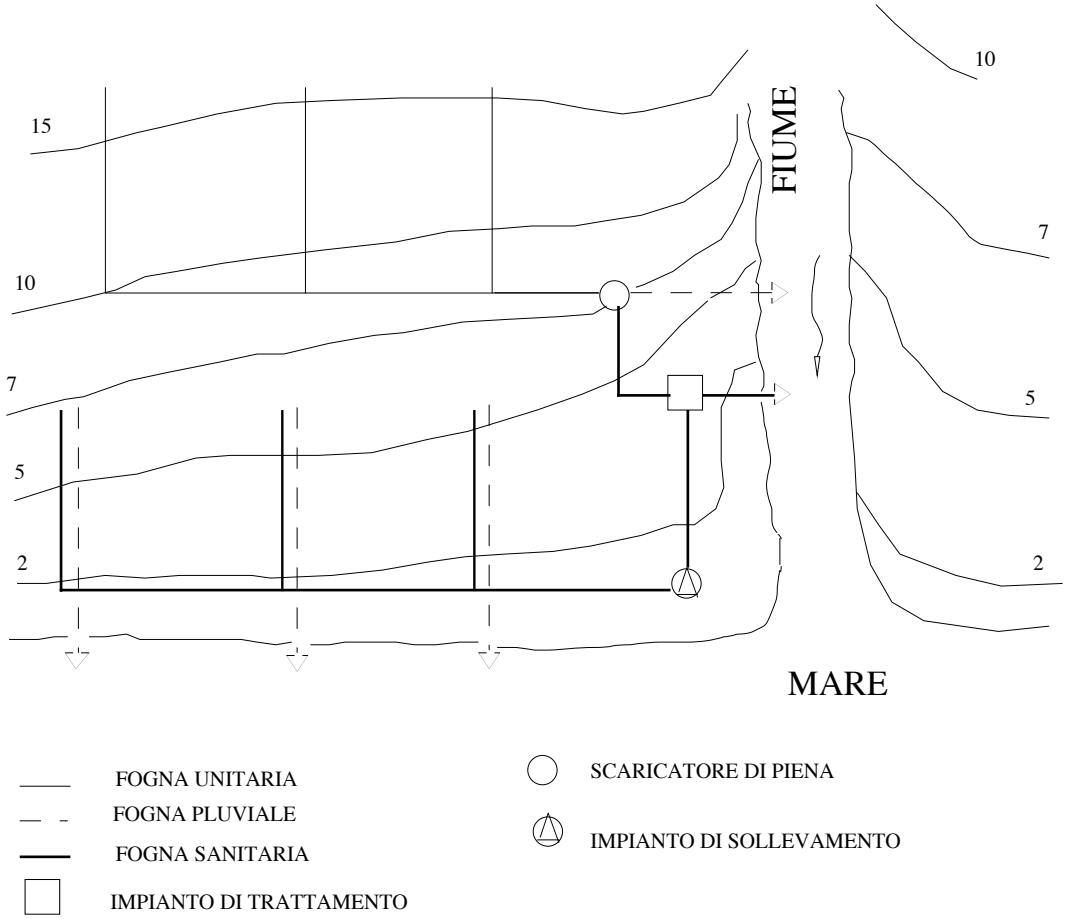


fig. 8 - Sistema fognario misto a terrazze con la terrazza superiore a sistema unitario e quella inferiore a sistema separato

b) radiali (figg. 9 e 10), 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.

Di recente è invalso l'uso, per diminuire la presenza di depuratori la cui gestione è estremamente onerosa, di realizzare, ove possibile anche inserendo eventuali impianti di sollevamento, collettori quasi anulari che raccordano le varie condotte radiali e inviano le acque ad un unico depuratore.

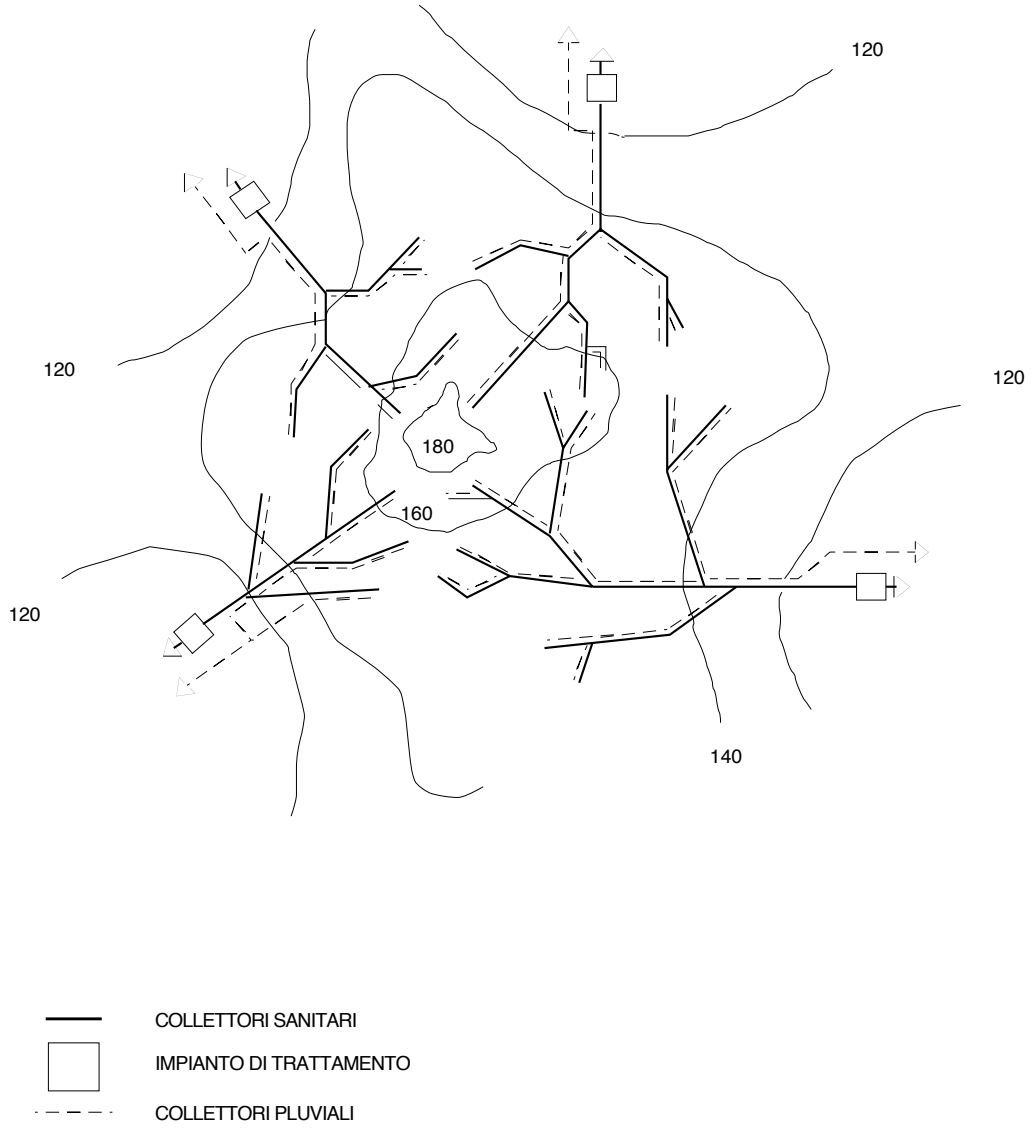


fig. 9- Sistema fognario separato di tipo radiale

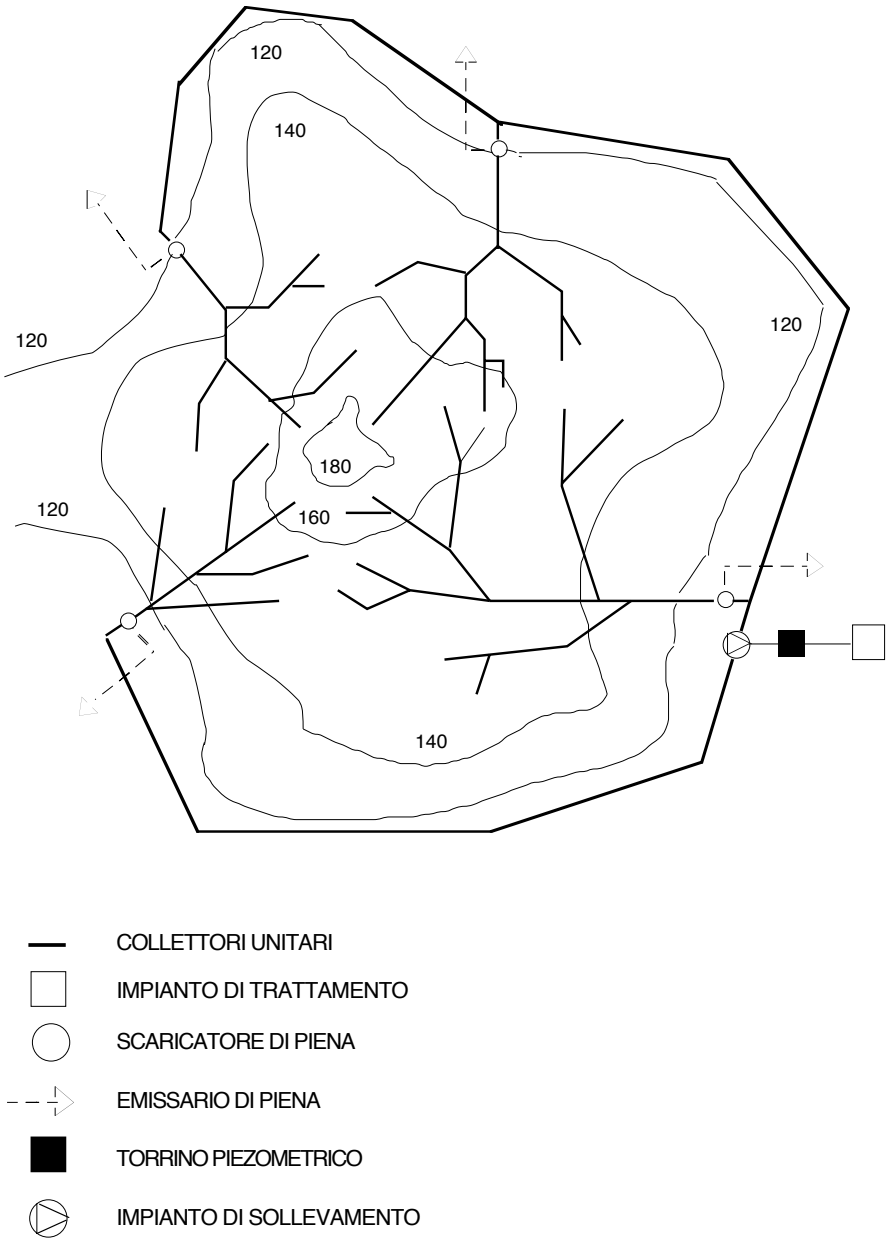


fig. 10 - Sistema fognario separato di tipo radiale con raccordo quasi anulare

1.3.4 IL SISTEMA A SEPARATORE MISTO

Si tratta 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 reti avranno ancora uno o più degli schemi precedenti. La particolarità sta nel congegno che permette alle acque di prima

pioggia di pervenire alle nere e, di contro a quelle oltre le prime piogge di essere scaricate direttamente.

Senza entrare nel dettaglio dei particolari costruttivi che ciascun professionista sarà libero di concepire sulla base delle condizioni plano-morfologiche locali e della propria esperienza, qui di seguito si riporta uno schema utile per capire il funzionamento di tale tipo di sistema fognario.

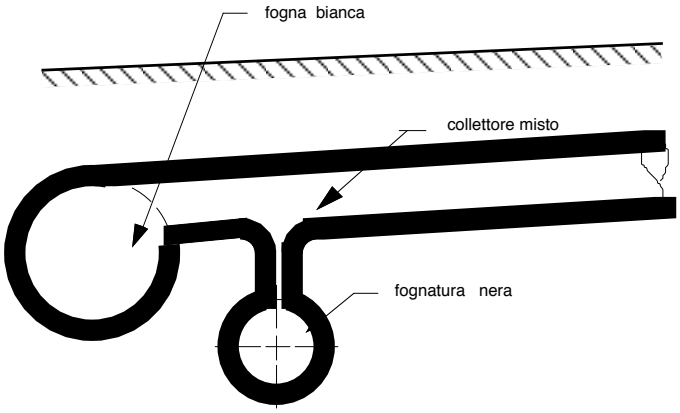


fig. 11- Schema di un separatore delle acque di prima pioggia dalle seguenti

1.4 CENNI SULLE TUBAZIONI

In quanto segue non si intende esaminare nel dettaglio il vastissimo pianeta delle tubazioni e degli aspetti tecnici, tecnologici, costruttivi e di calcolo inerenti le tubazioni e le condotte in generale e le condotte per fognatura in particolare. Tuttavia non si può fare a meno di dare qualche elemento significativo per una corretta progettazione delle fogne.

Una sintetica panoramica dei tipi di tubi più largamente usati per condotte comprende:

1) Ghisa comune

2) Acciaio

3) Cemento amianto

4) Ghisa sferoidale

5) P.R.F.V.

6) C.A., C.A.P., T.A.D.

7) P V.C.;

8) P.E.A.D. - P.E.B.D.

9) Gres

In quanto segue esamineremo separatamente le proprietà, i vantaggi e gli svantaggi dei vari tipi di tubi con cenni alla loro presenza in commercio e sulle modalità di costruzione.

Prima della disamina circa i vari tipi di tubazioni è da precisare che in Italia, il 12/12/1985 (G.U. n/ro 61 del 14/3/1986), è stato emanato un decreto del Ministro dei Lavori Pubblici *"Norme tecniche relative alle tubazioni"*, che mette un po' di ordine circa i requisiti dei materiali per condotte ed i criteri di progettazione delle stesse.

1.4.1 GHISA COMUNE

Il tubo in ghisa comune, che sino a pochi anni or sono primeggiava soprattutto nelle realizzazioni acquedottistiche è oggi ormai in disuso e le ditte più importanti ne hanno cessato la produzione. Il suo posto è stato in parte preso dalla ghisa sferoidale di cui si dirà in seguito.

Nelle fognature ottenne qualche applicazione negli impianti di sollevamento e dunque nei tratti in pressione.

L'ultimo tipo di tubo in ghisa comune adottato fu quello ottenuto da ghisa grigia di seconda fusione colata entro forme poste orizzontalmente e fatte poi ruotare intorno al proprio asse (orizzontale) a forte velocità (tubi centrifugati) e poi ricotti. Con tale procedimento i tubi in ghisa hanno raggiunto lunghezze sino a 7,5 metri (contro i 4 metri del primitivo procedimento di colata in forme verticali).

Al fine di permettere la giunzione i tubi in ghisa vengono realizzati conformando un'estremità a bicchiere.

La giunzione viene effettuata con l'innesto, nel bicchiere dell'altra estremità del tubo successivo, spesso dotato di bordino e con l'interposizione tra i due tubi di una corda catramata di canapa commerciale del diametro variabile fra 15 e 20 mm a quattro o cinque

capi leggermente ritorti e stagionati, e quindi con suggellatura con piombo colato a caldo o con nastro di piombo ribattuto a freddo.

1.4.2 TUBAZIONI IN ACCIAIO

Sono fra le più note e più diffuse specie in campo acquedottistico e nelle reti di metano, usate per le fognature solo nei tratti in pressione cioè in corrispondenza di impianti di sollevamento.

I loro maggiori pregi sono la facile lavorabilità associata ad una notevole resistenza meccanica e soprattutto la possibilità di essere agevolmente tagliate, saldate e forate.

Il loro tallone d'Achille risiede però nell'incapacità a resistere alle azioni elettrochimiche del terreno, infatti il ferro tende a tornare al suo stato naturale, cioè a ossido ferrico.

Per avere un'idea dell'entità del fenomeno, basti pensare che una corrente di 1 A asporta 9 Kg di ferro per anno, e che in prossimità di ferrovie elettrificate le correnti medie che percorrono i tubi possono facilmente raggiungere i 10÷20 A, arrivando a punte di 100 A e oltre.

Si cerca quindi di passivare le tubazioni o con la zincatura o con rivestimenti bituminosi più o meno pesanti o, più recentemente, con rivestimenti speciali.

La zincatura è tipica dei piccoli tubi.

Per quanto riguarda i tubi catramati va rilevato che ogni interruzione del rivestimento rappresenta a più o meno breve termine un punto di sicura foratura, per cui la robustezza meccanica dell'acciaio è inficiata dalla vulnerabilità del rivestimento, al punto che sarebbe forse più giusto parlare di un tubo di iuta bituminata, vetroflex, od altro con armatura d'acciaio.

La fragilità di questo rivestimento impone notevoli precauzioni nel trasporto, maneggio e posa del tubo, che sarebbe bene fosse interrato con letto e copertura di materiale fine vagliato.

Recentemente sono stati introdotti sul mercato tubi di acciaio rivestiti esternamente da P.E.A.D. (vedi oltre).

Anche adottando tutte le precauzioni per lasciare integra la protezione passiva, è sempre consigliabile attuare la protezione attiva che può essere, secondo i casi, con drenaggio elettrico unidirezionale libero o forzato su rotaia, con alimentatore su anodo di sacrificio, con anodi reattivi.

Dal punto di vista della metodologia costruttiva potremo distinguere vari tipi di tubi in acciaio:

a. tubi senza saldatura (cioè prodotti col procedimento Mannesman, detti anche tubi trafilati o tubi Mannesman);

b. tubi con saldatura longitudinale;

c. tubi con saldatura elicoidale.

I tubi di acciaio Mannesman vengono prodotti normalmente sino a lunghezze di 13,5 metri (ma su richiesta vengono prodotti tubi sino a 16 metri) sono estremamente costosi e sempre più in disuso, avendo, i tubi saldati, raggiunto quasi le medesime caratteristiche meccaniche di questi.

I tubi saldati hanno le stesse lunghezze commerciali del Mannesmann e vengono ottenuti per piegatura e saldatura automatica ed elettrica di lamiere. Questi ultimi tubi vengono prodotti per ciascun diametro di differenti spessori: la serie alleggerita è idonea ove le pressioni sono modeste.

1.4.3 TUBAZIONI IN CEMENTO AMIANTO

Nello stesso periodo della diffusione delle tubazioni in acciaio (anni ‘50) un altro materiale ha fatto comparsa nel mondo delle tubazioni per acquedotto, per fognatura e per impianti irrigui: il fibrocemento.

In particolare occorrerebbe parlare di amianto-cemento essendo l’amianto la fibra adottata per le tubazioni.

Oggi l’uso di tale materiale è scomparso a causa della dichiarata cancerosità dell’amianto e dal veto alla sua lavorazione.

Tuttavia è da tener presente che tutt’oggi buona parte del patrimonio acquedottistico, fognario ed irriguo è realizzato con tubi di tale materiale per cui è necessario conoscerlo.

Fibre di amianto venivano mescolate a cemento nella proporzione approssimativa del 20% di amianto ed 80% di cemento, in appositi impianti di dosaggio e miscelazione. Detto impasto veniva poi steso a pressione su forme cilindriche e questo procedimento, tutto automatico, faceva in modo che le fibre di amianto assumessero automaticamente un orientamento tangente al tubo, ottenendo così un'azione simile a quella dell'armatura nel c.a.

Il procedimento costruttivo comportava infatti una notevole compressione crescente dall'esterno verso l'interno sulla parete del tubo, che favoriva le doti di compattezza e impervietà degli ioni, i quali a loro volta costituivano una struttura assimilabile ad una membrana elettrica a scambio ionico e quindi resistente alle azioni aggressive degli elettroliti.

Particolari accorgimenti venivano adoperati per migliorare le caratteristiche del materiale (lunghezza delle fibre, tipo di fibra, additivi del cemento atti a migliorare l'aderenza delle fibre ed a diminuire la permeabilità delle pareti del tubo). La produzione dei tubi in fibrocemento avveniva in 6 serie parallele, differenti tra loro per spessore del tubo e quindi per diversa pressione di esercizio.

La giunzione di questi tubi non era standardizzata in quanto ogni ditta, come "Eternit", "Fibronit", "Italtubi" ecc... adottava un proprio sistema di giunzione particolare, essendo però identico il principio.

Le estremità dei tubi venivano opportunamente tornite (dagli stessi fabbricanti) o se il tubo non era completato, potevano venir torniti in fase di messa in opera dopo il taglio.

Con il fibrocemento non era possibile realizzare giunzioni flangiate, così come con molti altri materiali, ma dove ciò occorreva era possibile giuntare i tubi di fibrocemento con quelli di acciaio o di ghisa tramite i giunti Gibault.

Essendo il fibrocemento un materiale non metallico era assolutamente inerte alle azioni elettrochimiche, e questo era il suo maggiore pregio.

Era invece attaccabile da acque aggressive e solforose che dilavano la calce per cui era bene scegliere il tipo di cemento in base alle caratteristiche del terreno di posa e dell'acqua convogliata; all'occorrenza veniva protetto con vernici bituminose o d'altro tipo.

Il suo maggior difetto[5] risiedeva nella sua estrema fragilità, per cui occorreva la massima precauzione nel trasporto, maneggio e posa, che andava fatta con letto e copertura di sabbia vagliata; spesso questi tubi si spezzavano per la sola pressione dell'asta di uno strettoio o di una saracinesca durante l'assestamento del terreno.

I tubi in fibrocemento sono stati largamente adoperati negli anni '60 e nei primi anni '70, poi l'avvento dei tubi di materiali plastici e le prime ipotesi circa la tossicità del materiale ne hanno escluso l'uso per le condotte acquedottistiche, tuttavia fu ancora per molto tempo adoperato per le condotte irrigue e fognarie.

1.4.4 LA GHISA SFEROIDALE

Nell'ultimo ventennio la ghisa sferoidale si è dapprima affiancata alla ghisa comune per poi sostituirla completamente. La ghisa sferoidale è un materiale con struttura micrografica molto diversa da quella della ghisa ordinaria. Si presenta in noduli concentrati, detti sferoidali, e non ha soluzioni di continuità, eliminando così quasi completamente la classica fragilità della ghisa.

Le ditte costruttrici di tubi in ghisa sferoidale hanno dotato questi tubi di rivestimento interno in calcestruzzo centrifugato con vantaggi, rispetto alla bitumatura, di un minore coefficiente di scabrezza ed una maggiore resistenza alla corrosione.

Oggi è stato proposto, invero con non molto successo, l'uso di ghisa sferoidale per le fognature anche nei tratti non in pressione.

A nostro parere i materiali metallici vanno riservati ai tratti in pressione, è tuttavia da convenire che la ghisa sferoidale, opportunamente rivestita, ha caratteristiche chimiche e presupposti di longevità tali da far sì che possa essere presa in seria considerazione la possibilità di realizzare taluni tratti fognari (a pelo libero) in tale materiale.

1.4.5 TUBAZIONE IN P.R.F.V.

In Italia le tubazioni in acciaio di P.R.F.V. hanno incominciato ad essere usate per acquedotto verso il 1950. Pur rappresentando uno dei materiali più recenti, hanno ormai

---

5 oltre la menzionata cancerosità.

oltre 20 anni di esperienza. Nel 1988 anche per la costruzione e la prova dei tubi in P.R.F.V. sono state adottate dall'Istituto Normativo Italiano apposite norme (UNI 9032 e 9033).

La normativa prevede diverse tecnologie di produzione, ma in pratica tre sono quelle più comunemente adottate:

- tubi costruiti con avvolgimento dei filamenti di vetro su mandrino (tubi classe A UNI 9032);

- tubi con fibre corte di vetro e prodotti per centrifufazione con opportune alternanze di resine, vetro e sabbie (tubi classe D UNI 9032);

- tubi costruiti con avvolgimento dei filamenti di vetro su mandrino addittivati con sabbie al fine di aumentarne la rigidezza (tubi classe C UNI 9032);

La giunzione che ricorda quella del fibrocemento, è comunque realizzata a manicotto. Ovviamente sono diversi, a seconda delle case costruttrici, i profili delle guarnizioni di tenuta.Tutte le case costruttrici propongono varianti del giunto con la caratteristica della non sfilabilità.

Il P.R.F.V. è di per sé atossico, trattandosi di vetro.

Il tubo in P.R.F.V. presenta indubbiamente numerosi pregi fra i quali i più rilevanti sono i seguenti:

- essendo di materiale non metallico è perfettamente inerte alle corrosioni elettrochimiche;

- è assolutamente inattaccabile da sostanze chimiche come acidi forti, basi forti, soluzioni di sali, per cui non viene danneggiato da alcun tipo di terreno e di acqua convogliata;

- è leggerissimo avendo un peso specifico medio di 1,40 Kg/dmc contro i 7,5 dell'acciaio e il 2,5 del cemento; può quindi essere facilmente trasportato anche su terreni impervi e lontani da strade carreggiabili;

- è liscio e con pareti inalterabili nel tempo, per cui le perdite di carico sono molto inferiori a quelle degli altri tipi di tubo.

  In particolare il coefficiente β della formula di Darcy vale

$$J = \beta \frac{Q^2}{D^5}$$

β	tipo di tubi
0,0014	P.R.F.V.
0,0016	cemento
0,0025	acciaio

- la sua deformabilità esercita un'azione smorzante sui colpi d'ariete, in quanto la celerità risulta nettamente inferiore rispetto agli altri tipi di tubo, essendo dell'ordine di:

Celerità [m/s]	Materiale
500	P.R.F.V.
900	fibrocemento
1210	acciaio
1300	ghisa

Il maggior inconveniente è dato dalla modesta rigidezza, specie per le tubazioni a filamento continuo avvolto su mandrino, per cui è necessaria la posa in opera con letto e copertura di sabbia; la posa a temperatura ambiente inferiore a 0°C va fatta con alcune precauzioni.

Un tempo era necessario evitare l'esposizione prolungata dei tubi ai raggi solari mentre oggi, con l'adozione di alcuni accorgimenti in fase costruttiva, l'azione dei raggi U.V. è inficiata.

Possono essere prodotti pezzi speciali in P.R.F.V.

Il costo dei tubi in P.R.F.V., un tempo leggermente superiore a quello dell'acciaio, sta oggi divenendo inferiore sia per il modificato costo dei materiali stessi, sia per il minore costo di trasporto e di posa, sia per l'eliminazione dei costi di protezione catodica attiva.

Per concludere si può tranquillamente affermare che nei limiti di sezione e pressione attualmente in commercio, questo tubo risulta tecnicamente ed economicamente ideale

dovunque vi siano correnti vaganti, terreni ed acque aggressive, zone impervie e lontane da strade carreggiabili.

Può essere adottato tranquillamente anche per condotte in pressione con carico modesto.

1.4.6 IL CEMENTO ARMATO, IL C.A.P. ED IL T.A.D.

Dai primi del secolo, ma soprattutto nell'ultimo dopoguerra, ha avuto diffusione di uso per i diametri maggiori il cemento armato e, più recentemente, il cemento armato precompresso. I tubi in c.a. possono essere centrifugati e non centrifugati.

Tra questi notevole diffusione hanno avuto i tubi VIANINI (dal nome della ditta costruttrice) che in effetti subiscono durante la presa del calcestruzzo una lenta rotazione al fine di comprimere l'impasto e di assestarlo. L'armatura è costituita da una o più eliche sorrette e legate a tondini longitudinali (o ad eliche di passo maggiore). Molto accurata deve essere la scelta della granulometria degli inerti al fine di ottenere un conglomerato molto chiuso diminuendo la porosità ed aumentando la resistenza.

L'impasto deve essere ricco in cemento ed il rapporto acqua/cemento può essere anche molto contenuto, almeno nei tubi centrifugati, in quanto si sopperisce alla mancanza di fluidità del calcestruzzo con la centrifugazione.

I tubi in c.a.p. sono realizzati o con elica tesa meccanicamente od effettuando il getto su armatura pre-riscaldata. Lo scopo della precompressione è quello che il calcestruzzo rimanga sollecitato a compressione anche con condotta in pressione.

Un interessante tipo di tubo in c.a.p. è il VIANINI-ROCLA. Tramite un procedimento di lenta centrifugazione e costipamento per rullatura viene costruito un tubo di calcestruzzo che viene poi cerchiato con filo di acciaio teso. Successivamente il tubo viene rivestito con altro calcestruzzo.

Il "T.A.D.", tubo ad armatura diffusa si differenzia dalla corrente produzione per il fatto di avere le armature trasversali e longitudinali costituite da un elevatissimo numero di fili di ferro, di alta resistenza e di diametro assai ridotto, uniformemente distribuiti nello spessore di parete.

La diffusione dell'armatura dà luogo alla formazione di un materiale composito dotato di particolari caratteristiche di resistenza, specie nei confronti delle sollecitazioni di

trazione, determinando con ciò prestazioni dei tubi T.A.D. davvero eccezionali e tali da qualificarli per l'impiego a pressioni anche elevate, per le quali fino ad oggi era necessario impiegare tubi in calcestruzzo precompresso o in acciaio.

Con elevati tassi di diffusione si può quindi realizzare un materiale composito che presenta, all'atto della prima microfessurazione, resistenza di gran lunga superiore a quella della malta con cui è confezionato e, superato tale limite, reagisce alle sollecitazioni di trazione mediante un particolare processo di dispersione delle microfessure, così da mantenere praticamente inalterata la sua funzionalità fino a sollecitazioni più che doppie di quelle che hanno determinato la prima microfessurazione e molto prossime a quelle di rottura dell'armatura metallica.

Un altro tipo di tubo, classificabile tra quelli in c.a.p., è l'acciaio-calcestruzzo.

Un lamierino di acciaio saldato viene rivestito internamente di calcestruzzo armato ed esternamente di calcestruzzo armato e precompresso.

I tubi precompressi hanno assunto un ruolo di primaria importanza nella costruzione delle condotte idriche per acque pulite (acquedotti ed irrigazioni). Infatti, salvo i rari casi in cui condizioni di posa o di esercizio particolari hanno consigliato di ricorrere ad altre soluzioni, i tubi precompressi hanno sempre risposto in modo eccellente alle esigenze del servizio delle condotte.

Sono molto meno usati per le fognature.

Di contro per svariati anni sono stati adoperati per fognatura tubi cementizi non armati e realizzati per semplice vibro-centrifugazione, molto economici ma con gravi problemi di giunzione.

L'uso di tali tubi non è previsto dalle norme vigenti in materia, D.M. 12/12/1985 "Norme tecniche relative alle tubazioni", che, invero, per le fognature non annoverano neppure i tubi in c.a. e c.a.p. e T.A.D.

Di fatto le preclusioni per l'uso di tali materiali (c.a. e c.a.p. e T.A.D.) hanno basi scientifiche là dove le acque trasportate contengono dell'idrogeno solforato e/o comunque sono acque aggressive.

Infatti l'H_2 S che si libera nella fognatura, una volta a contatto con le superfici umide del tubo, per opera di batteri del tipo "Thiobacillus concretivorus" viene ossidato secondo la reazione:

$$H_2S + 2O_2 \rightarrow H_2SO_4$$

divenendo dunque il ben più temibile acido solforico che aggredisce il conglomerato cementizio.

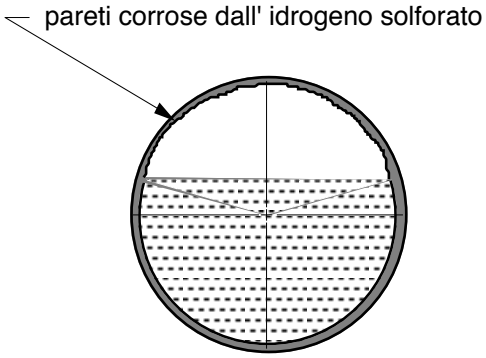


fig. 12 - Azione dell'idrogeno solforato sulle pareti del tubo

Da qui seguono ovvie perplessità ad adottare per le fognature nere tubi a base cementizia (ma anche a base metallica, se non rivestiti).

1.4.7 IL P.V.C.

Il P.V.C. o meglio il cloruro di polivinile è un materiale plastico di larghissima diffusione; la qualità che meglio si adatta alle tubazioni è quella ottenuta dalla polimerizzazione in sospensione del policloruro di vinile. Il materiale così ottenuto viene additivato con opportune sostanze che hanno lo scopo di migliorarne le caratteristiche soprattutto con effetto stabilizzante contro le eventuali azioni degradanti dovute agli agenti atmosferici ed alle radiazioni luminose. I tubi vengono prodotti in estrusori, analoghi alla trafila dei materiali siderurgici.

Le giunzioni dei tubi in P.V.C. possono essere di tipo con manicotto, a bicchiere con guarnizione di gomma realizzata a freddo o a caldo.

Non sono escluse le giunzioni con altro materiale.

Al fine di eseguire le giunzioni flangiate esistono i bout in P.V.C. assieme a numerosi altri pezzi speciali.

Il P.V.C. è poco usato negli acquedotti, di contro ha trovato e forse ingiustificatamente largo uso nelle fognature, in quanto essendo un materiale "tenero" può facilmente subire un fenomeno di erosione da parte di acque che trasportino sabbie.

Molto più giustificato è l'uso irriguo soprattutto per la rete di distribuzione.

Anche per il P.V.C., come per altri materiali, esistono prodotti per condotte in pressione e per condotte a pelo libero e nel primo caso si distinguono varie classi di pressione.

Ha una rigidezza molto modesta, il che comporta grande deformabilità e quindi problemi di tenuta e di ovalizzazione. Al fine di ovviare a tali inconvenienti la posa in opera deve essere molto accurata. Ciò inficia i vantaggi del basso costo e della facile lavorabilità.

1.4.8 IL POLIETILENE AD ALTA ED A BASSA DENSITÀ

E' una resina termoplastica ottenuta industrialmente per polimerizzazione diretta dell'etilene secondo due differenti procedimenti: uno ad alta pressione e l'altro a bassa pressione.

Rispettivamente nel primo caso si otterrà il polietilene a bassa densità (P.E.B.D.) con peso specifico di 0.91 Kg/dmc e nel secondo si otterrà il polietilene ad alta densità (P.E.A.D.) con peso specifico di 0.95 Kg/dmc che ha una struttura più cristallina del P.E.B.D. e ciò comporta un notevole miglioramento delle sue caratteristiche meccaniche.

Il polietilene è un materiale atossico e stabile, tuttavia per migliorarne le caratteristiche di stabilità viene additivato col 2÷3% di carbon-black.

Il polietilene, come dimostra la fornitura di rotoli, non è un materiale rigido. La sua giunzione avviene o per saldatura a caldo o con manicotti in polipropilene.

Inizialmente adottato solo per acquedotti, anche perché la sua convenienza economica è spiccata per i piccoli diametri, è stato successivamente impiegato anche per le fognature.

Le ottime caratteristiche chimiche e la facile lavorabilità, tuttavia si accompagnano ad una certa debolezza meccanica ed a basse rigidezze (grandi deformabilità)

Al fine di ovviare a tali inconvenienti la posa in opera deve essere molto accurata.

1.4.9 IL GRES

Trattasi di un materiale ceramico di uso antichissimo che nel tempo ha subito grandi evoluzioni ed è ancora oggi un materiale estremamente importate per la costruzione di fognature e di sistemi di drenaggio.

Ha le seguenti caratteristiche fisiche principali:

peso specifico	2200	Kg/m^3
carico di rottura a flessione	19÷22	N/mm^2
carico di rottura a compressione	50÷100	N/mm^2
carico di rottura a trazione	5÷10	N/mm^2
durezza	7	Mohs
modulo di elasticità	50000	N/mm^2
coefficiente di dilatazione termica	6÷7,8	K^{-1}
conducibilità termica	1,6	W/(m*K)

Il gres, data dunque l'elevata durezza, ha una capacità di resistenza all'usura di gran lunga superiore a quella dei materiali plastici e metallici e tra le maggiori tra i materiali lapidei industriali.

E' un materiale a bassissima (quasi nulla) porosità, quindi assolutamente impermeabile. Sulle vecchie condotte le uniche cause di perdita erano le giunzioni tra tuto e tubo e tra tubo e manufatto, problemi questi oggi ben risolti con l'adozione di giunti con anelli in neoprene.

Trattandosi di un materiale rigido non presenta problemi di ovalizzazione e la sua posa in opera, ancorché accurata, è di gran lunga più semplice di quella relativa ai materiali plastici (specie P.V.C., P.R.F.V. a filamento e P.E.A.D.).

Sono ottime le resistenze meccaniche a compressione nonché quelle a flessione che permettono anche un'ottima risposta agli eventi sismici trattandosi di tubazioni relativamente corte e quindi elastiche.

Unica debolezza è una certa fragilità.

Dal punto di vista dell'aggressione chimica risulta essere il materiale più resistente, infatti tranne l'acido fluoridrico, è inattaccabile da acidi e basi forti, da detergenti domestici, da nafta e/o da petrolio e derivati.

Ha una durevolezza eccezionale (tubi di ceramica sono in uso da secoli se non da millenni) e quindi è forse il materiale più sperimentato.

Gli abachi che seguono danno, e per fognature nere e miste e per fognature bianche, indicazione dei materiali in funzione dei diametri commerciali disponibili.

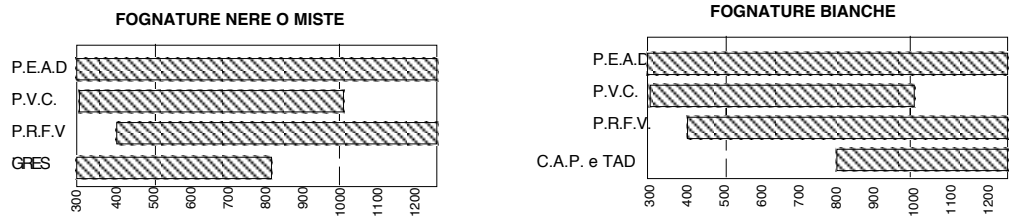


fig. 13 - Indicazione dei diametri commerciali esistenti per i vari tipi di tubi

1.5 LE OPERE D'ARTE

In questo paragrafo si vuole affrontare, sia pure per sommi capi essendo il testo rivolto al dimensionamento idraulico delle fognature, alle opere d'arte da realizzare lungo le condotte fognarie.

E' necessaria le seguente distinzione:

1 opere di immissione

2 opere di confluenza e di raccordo, di ispezione e salti

3 pozzetti di cacciata

4 sfioratori

5 sollevamenti

Esaminiamo separatamente i vari tipi di opere d'arte sopra elencati.

1.5.1 OPERE DI IMMISSIONE

Con tale termine si intendono le immissioni da piazze e strade, cioè le caditoie come pure le immissioni da entità private od assimilabili[6], quali cortili, tetti ed abitazioni.

E' evidente la necessità che tali immissioni siano sifonate o meno a seconda che esse avvengano in colletori neri o misti od in collettori bianchi.

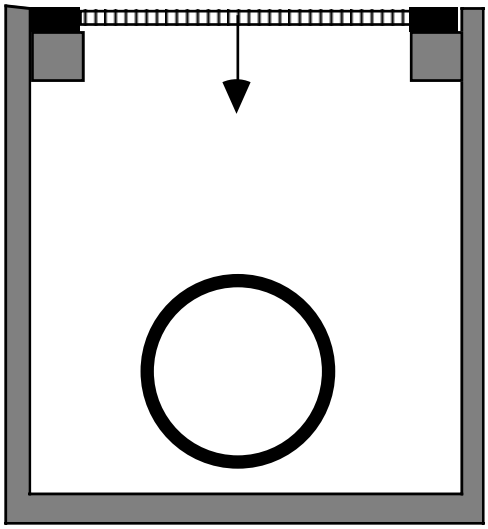


fig. 14 - Sezione di una caditoia libera

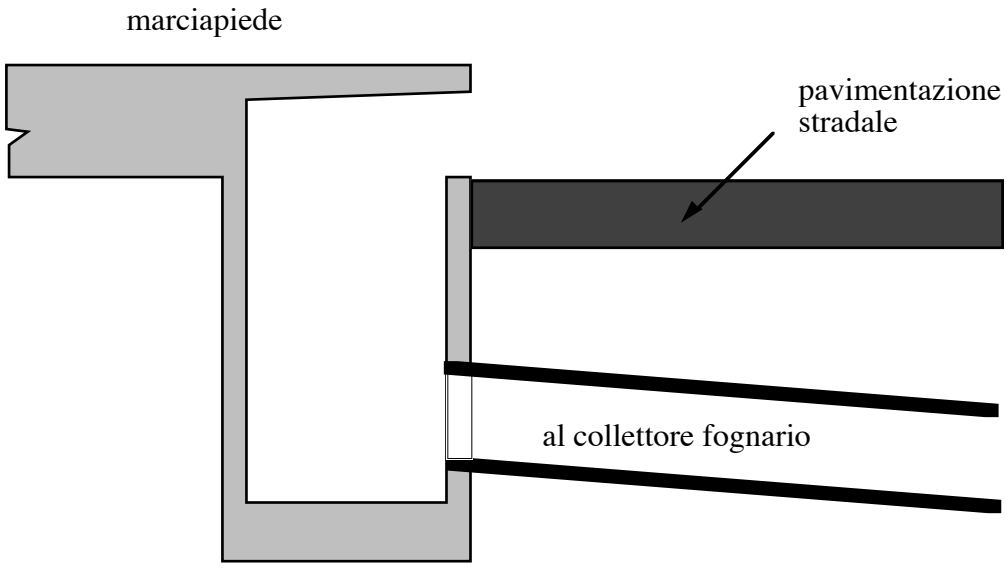


fig. 15 - Caditoia a bocca di lupo

6 Scuole, uffici, caserme, edifici pubblici in genere, ecc...

In questi ultimi, dove vanno immesse solo acque bianche, le caditoie stradali possono essere di uno dei tipi sopra disegnati.

Diverso è il caso delle fognature nere o miste dove è necessario il sifone; la figura seguente illustra una caditoia a bocca di lupo come in precedenza ma nella variante appunto con sifone.

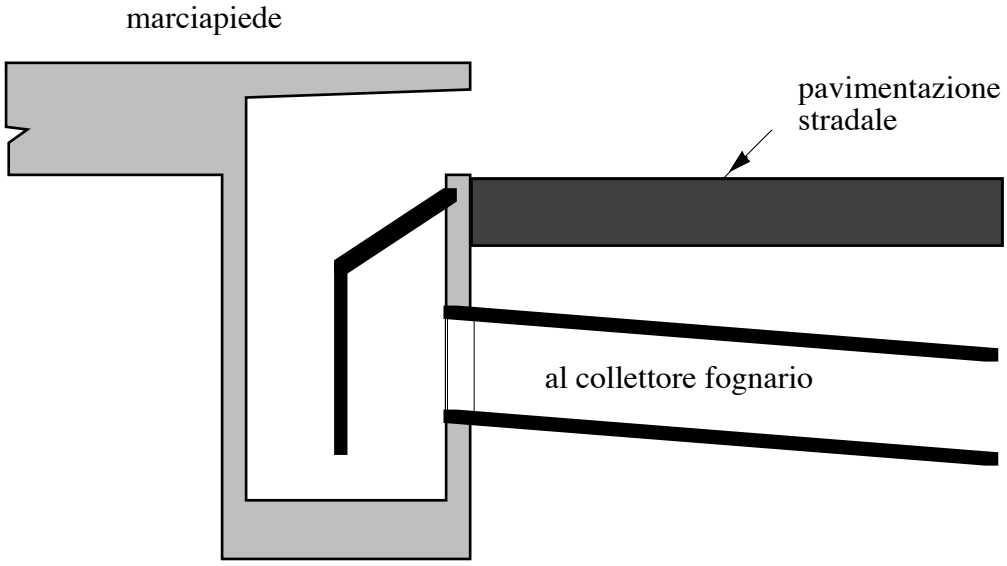


fig. 16 - Caditoia a bocca di lupo con sifone

Le immissioni dai fabbricati sono schematizzate come segue:

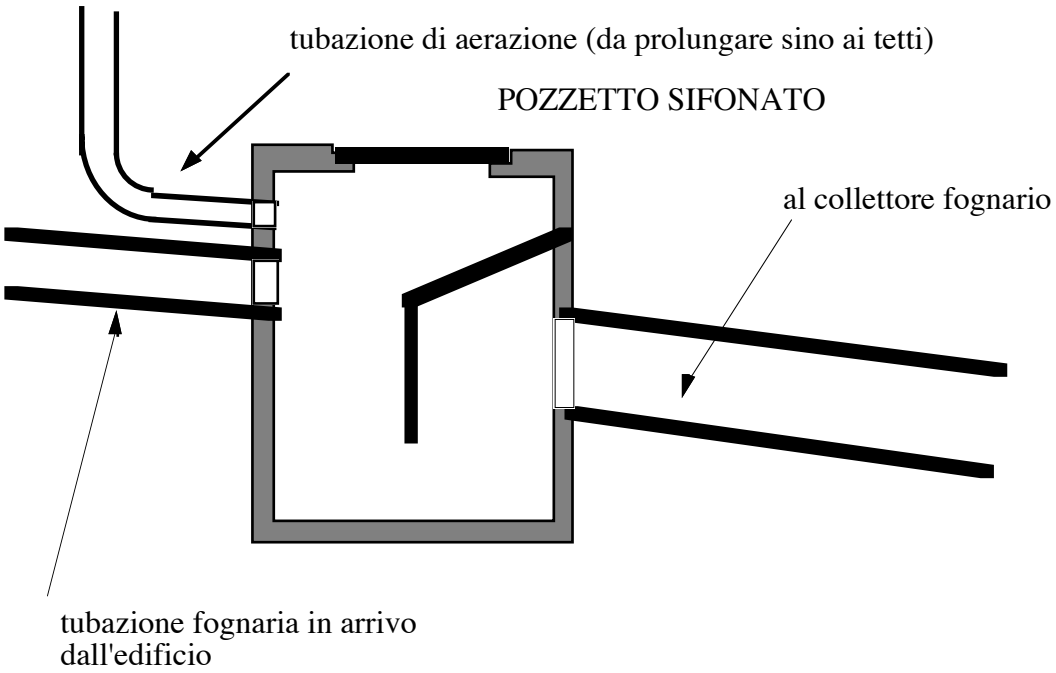


fig. 17 - Collegamento degli edifici alla rete fognaria

L'immissione della tubazione proveniente dalle caditoie e/o dalle abitazioni nel collettore fognario è opportuno avvenga in opportuni pozzetti di raccordo ma nel passato (e sovente tutt'oggi) avveniva lungo la linea.

Tale prassi ancorché non razionale in quanto non ispezionabile e con difficoltà di raccordare a tenuta al di fuori dei pozzetti due tubazioni, è opportuno che sia realizzata, dove necessario, in modo tale che le acque dei canali fognari laterali non risentano, se non in casi eccezionali, di rigurgiti provocati da alti valori di altezza d'acqua presenti nel collettore principale.

Pertanto varrà lo schema della figura 18, mentre non sono da adottare raccordi del tipo di quello indicato nella figura 19

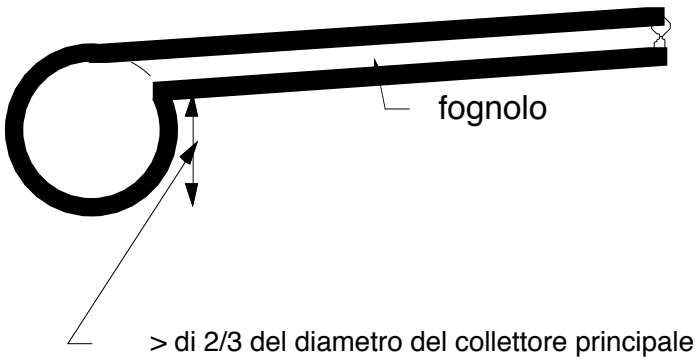


fig. 18 - Raccordo tra due condotte fognarie

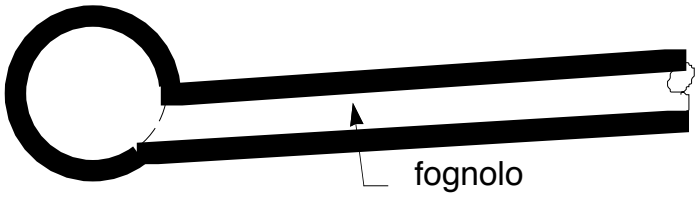


fig. 19 - Raccordo erroneo tra due condotte fognarie

1.5.2 OPERE DI CONFLUENZA E DI RACCORDO, DI ISPEZIONE E SALTI

Nel presente paragrafo sono compendiati i così detti pozzetti, che svolgono varie funzioni.

Tutti ed indistintamente svolgono le funzione di pozzetti di ispezione. Tali funzioni sono estremamente importanti nelle fognature. Infatti il liquido trasportato è spesso carico di materiale solido consistente non solo di escrementi fecali, ma di carta di ogni tipo e talvolta, anche se in teoria non dovrebbero esserci, di materiali plastici.

Vengono anche trasportate sabbie e terre provenienti dalla pulizia delle strade, dai tetti ecc...

Per tale motivo il flusso non è di norma regolare ed è possibile che si verifichino ostruzioni ed intasamenti.

Questi sono sovente favoriti da raccordi non ben eseguiti o da cadute accidentali di materiale da costruzione durante lavori domestici o stradali[7].

Pertanto sono necessari pozzetti di ispezione ad una distanza massima tra essi di non oltre 30 metri, in modo cioè che un tronco di tale lunghezza, ove si verifichi un'ostruzione, possa essere disostruito operando da ambo i lati facendo uso di attrezzi estremamente semplici, quali tondini di ferro opportunamente sagomati.

Poiché per i motivi già detti non è opportuno che il calcestruzzo venga a contatto con il liquido fognario, è necessario che i pozzetti di fognatura, quando non siano in materiale plastico od in P.R.F.V., vengano rivestiti con mattonelle di gres ceramico.

Nello schema che segue è rappresentato un semplice pozzetto di ispezione.

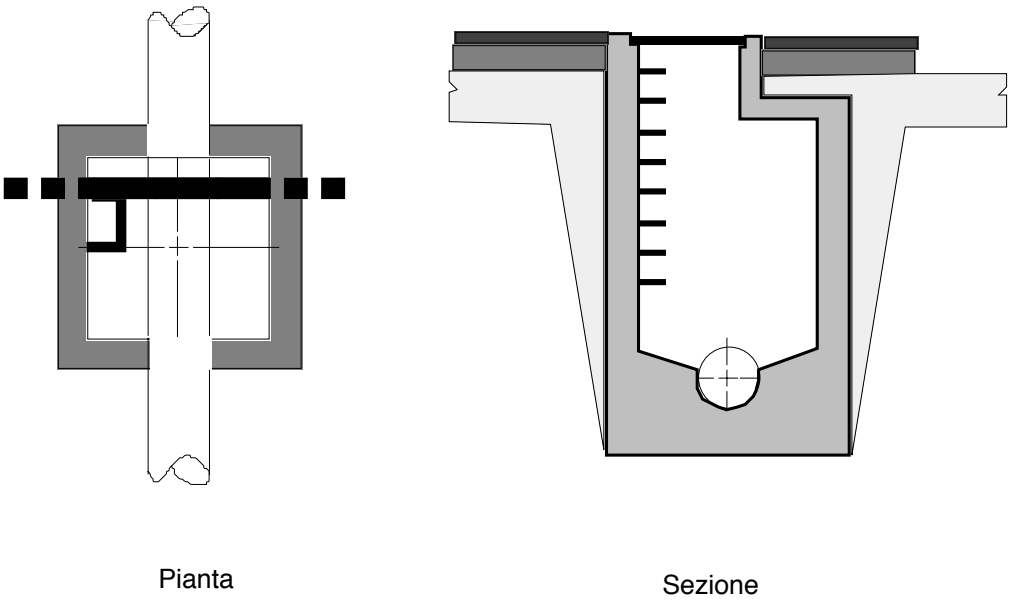
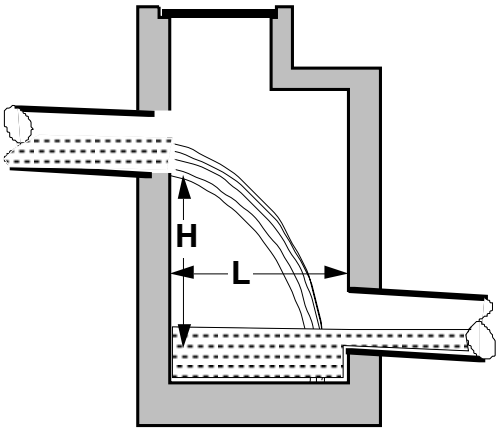


fig. 20 - Pozzetto di ispezione

---

7 Durante lavori stradali dei vari Enti utenti del sottosuolo non di rado vengono rotte le fognature (l'infrastuttura più povera ivi presente) che poi vengono riparate alla meno peggio, e quindi facilitandone l'ostruzione.

Anche i pozzetti di confluenza si rifanno allo schema precedente



A lato è invece riprodotto un pozzetto di caduta. Quello rappresentato non è l'unico schema, ma il più semplice; sarà ancora la morfologia locale e l'esperienza del progettista a definire, caso per caso, la foggia di pozzetto da adottare.

fig. 21 - Pozzetto di caduta

E' comunque importante che il rapporto tra H ed L sia tale da evitare percussione dell'acqua sulle pareti laterali del pozzetto, tale acqua dovrà cadere infatti sul fondo del pozzetto, dove un apposito cuscino d'acqua dovrà ammortizzare l'urto.

1.5.3 POZZETTI DI CACCIATA

In testata e lungo l'asse delle fognature, in specie se solo nere, è talvolta necessario inserire dei pozzetti di cacciata, soprattutto dove le pendenze sono modeste, detti "Contarini" dal nome del loro ideatore.

Trattasi di manufatti costituiti da recipienti d'acqua (in genere proveniente da acquedotto, ma allo scopo può servire una qualunque acqua anche con requisiti non potabili purché con contenuti chimici tali da non alterare il processo biologico che deve instaurarsi negli impianti di trattamento delle acque fognarie) che si riempiono lentamente e poi meccanicamente ed in automatico (in genere tramite sifoni autoadescanti) si riversano nella fognatura generando un flusso a pistone che ha azione di vettore sul materiale solido in essa giacente e che non viene trasportato per carenza di flusso idrico. Lo schema di un tale pozzetto è quello qui di seguito illustrato.

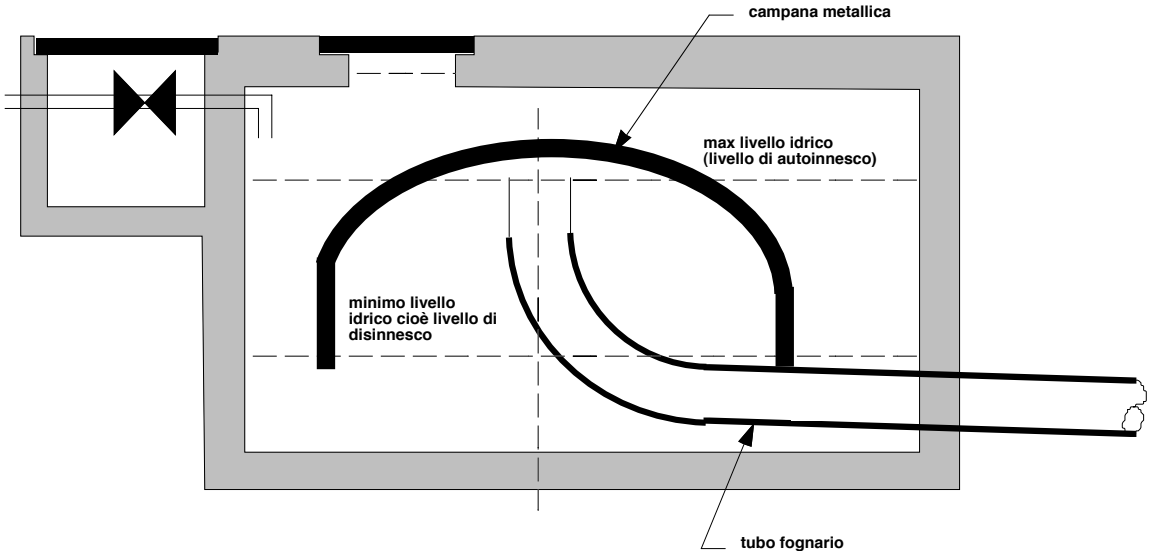


fig. 22 - Pozzetto di cacciata Contarini

1.5.4 GLI SFIORATORI

Gli sfioratori sono delle opere d'arte speciali che servono per allontanare una parte delle acque immesse nelle fognature in esame per convogliarle od in altra fogna oppure in uno scarico.

In genere, secondo uno schema molto comune, le acque da allontanare sono quelle che superano una prefissata soglia, da qui il termine di sfioratori.

Si ricorre a tali manufatti in vari casi, che sintetizziamo qui di seguito:

- in collettori misti a separatore, dove in occasione di piogge e quindi di portate che vadano oltre le acque nere e quelle di prima pioggia occorre separare le acque bianche ed inviarle ad altre canalizzazioni (non sottese da depuratore);

- in collettori misti che prima del depuratore o comunque prima di una lunga condotta che ne convogli le acque al depuratore debba scaricare le acque bianche nel "recipiente" più vicino.

Le illustrazioni che seguono danno schematicamente l'idea di tali manufatti.

La figura che segue è la sezione di uno sfioratore laterale: l'acqua che perviene dal tubo di sezione minore se supera il livello della soglia deve sfiorare una parte dell'acqua nel tubo di sezione maggiore posto più in basso.

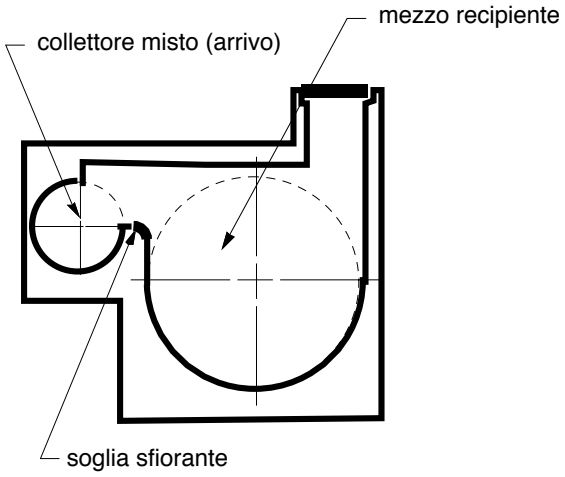


fig. 23 - Sezione di uno sfioratore

La lunghezza dello sfioratore sarà dimensionata sulla base delle portate da sfiorare con le formule valide per stramazzi laterali.

Lo schema che segue si basa su un principio del tutto diverso. Le acque provenienti dalla fognatura mista, incontrando il pozzetto (di caduta) e la soglia posta immediatamente a valle di esso, precipitano nella fognatura nera.

Solo in caso di trasporto molto abbondante le acque pluviali possono oltrepassare la soglia e raggiungere il collettore di sole acque bianche.

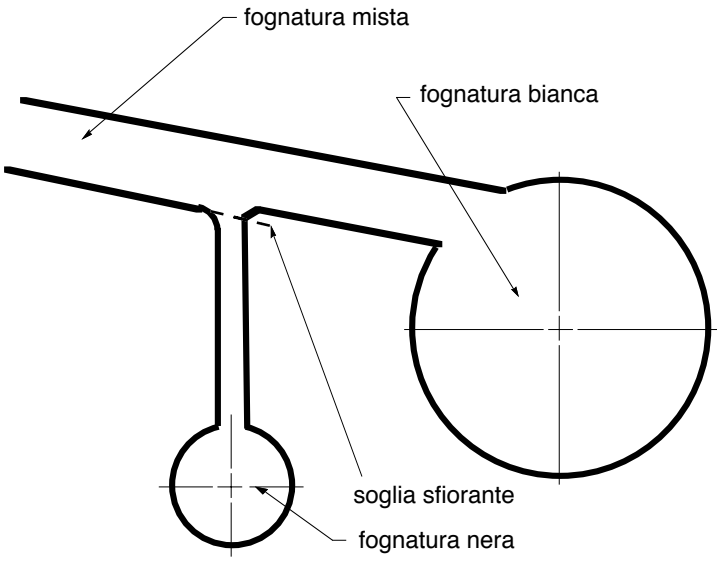


fig. 24 - Altro esempio di sfioratore

Il dimensionamento è indubbiamente più complicato del caso precedente in quanto le formule teoriche della foronomia non si prestano bene ad interpretare i fenomeni che si verificano. Tuttavia adoperandole opportunamente servono, quanto meno, a verificare gli ordini di grandezza.

Migliori risultati si possono ottenere con la ricerca in letteratura di prove sperimentali su consimili manufatti.

Le possibili tipologie non si fermano a quelle appena sopra indicate. Infatti saranno la "fantasia tecnica" del progettista e lo stato geomorfologico dei luoghi a dettare le scelte e le forme più opportune caso per caso.

1.5.5 I SOLLEVAMENTI

Si ricorre ai sollevamenti allorquando occorre superare un dislivello.

Di norma i tratti in pressione devono essere verticali o subverticali ed i più corti possibili e la condotta fognaria deve ritornare, non appena le condizioni morfologiche lo permettono, a pelo libero.

Infatti fognature in pressione non permettono ad altre acque l'immissione in rete (a meno che anche queste non siano in pressione e con carico idraulico sufficiente) ed è maggiore il pericolo che le acque trasportate possano essere perse e diffuse nell'ambiente sotterraneo da giunzioni imperfette dei tubi (fenomeno un tempo molto frequente).

Tralasciamo in questa sede tipi di sollevamento non usuali ma comunque importanti ed in alcuni casi addirittura necessari quali:

- sollevamento a coclea (o spirale di archimede);
- fognature sottovuoto (molto utilizzate, per esempio, nei porti turistici);

qui ci soffermiamo sui sollevamenti con pompe sommergibili.

Dette pompe sono così chiamate perché atte ad operare del tutto immerse in acqua (ivi incluso il motore elettrico che ovviamente sarà a tenuta stagna).

Sostanzialmente uno schema di stazione di sollevamento è quello rappresentato in fig. 25.

Le pompe devono essere almeno due e comunque deve essere presente una pompa di riserva.

In genere trattasi di pompe a girante unica e con unico canale in modo da poter aspirare e spingere anche fluidi contenenti fanghi relativamente densi e materiali solidi vari (così dette pompe per acque cariche).

E' possibile sollevare le pompe e rimuoverle per manutenzione senza necessariamente entrare nel pozzetto, in quanto l'innesto con la tubazione di mandata, fissa, è a gravità e non ottenuto tramite bulloni od altro; le pompe stesse possono essere sollevate o ricollocate in sede tramite delle apposite guide, che per certi versi richiamano quelle degli ascensori.

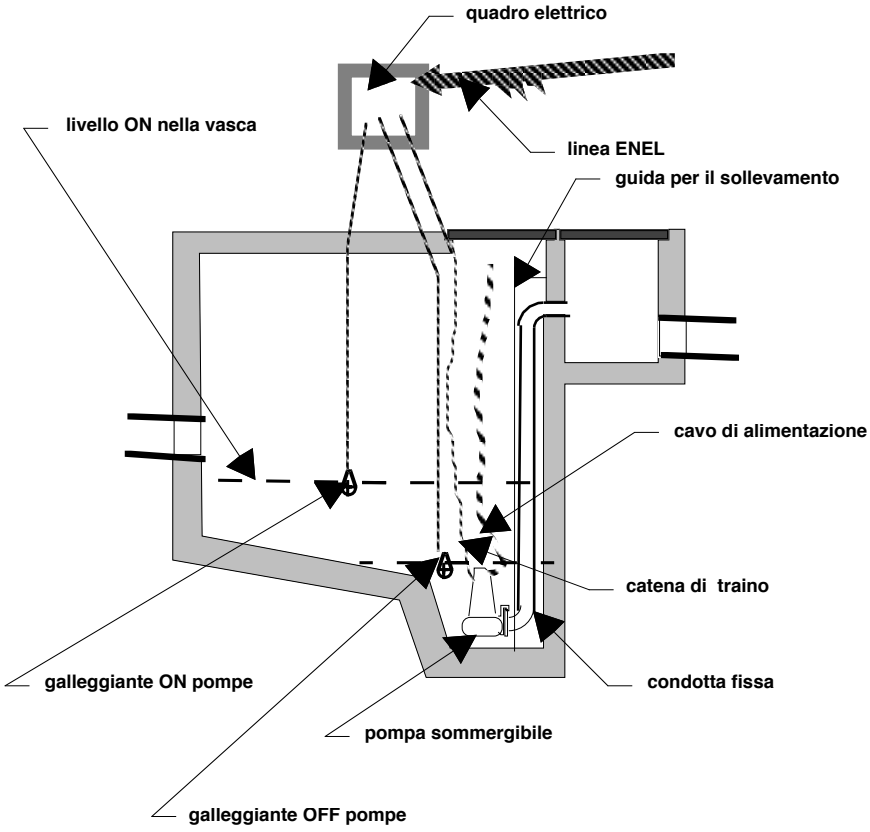


fig. 25 - Schema di una stazione di sollevamento mediante pompe sommergibili

Alle pompe unitamente alla catena od al cavo per la manovra di cui al precedente capoverso perviene anche il cavo elettrico di alimentazione (220÷380 V mono o trifase). Tale cavo proviene da un quadro elettrico che dovrà contenere in serie i contatti con i galleggianti, ed i teleruttori muniti di salvamotore.

Di norma non è necessario il congegno per l'avviamento stella-triangolo date le modeste potenze in gioco.

Il galleggiante più in alto chiuderà il circuito e quello più in basso lo riaprirà.

La distanza Δh tra i livelli determinati dalla posizione dei due galleggianti è di norma fissato da questioni morfologiche (altezza della fognatura in arrivo e di quella in partenza).

Poiché è quanto meno opportuno che l'intervallo di tempo tra due successivi avviamenti della pompa non sia troppo esiguo, onde evitare il deteriorarsi dei contatti, occorre giocare sull'area S della sezione orizzontale e sul numero di pompe per un buon funzionamento dell'impianto di sollevamento.

Le pompe, se in numero maggiore di due, possono avere livelli OFF/ON diversi.

Fissato il caso di due pompe una di riserva all'altra e detta:

q_u la portata, pressocché costante, che la pompa può smaltire;

q_e la portata entrante nell'impianto di sollevamento;

Δt l'intervallo di tempo minimo tra due successivi avviamenti delle pompe;

l'equazione di continuità si esprime con la formula:

$$\left(q_u - q_e\right) \Delta t = S \, \Delta h$$

da cui

$$S = \frac{q_u - q_e}{\Delta h} \, \Delta t$$

Per cui, posto $q_e = 0$ (cioè alla fine del deflusso dalla fogna e con pozzetto ancora pieno) avremo:

$$S = \frac{q_u}{\Delta h} \, \Delta t$$

Un tale dimensionamento è ovviamente di massima, ma il più delle volte sufficiente.

1.6 COSTRUZIONE DELLE CONDOTTE

La fognatura è, in genere, una costruzione del sottosuolo. I tubi vengono alloggiati in appositi scavi che poi vanno opportunamente reinterrati.

La profondità dello scavo dipende dal profilo longitudinale della condotta e pertanto è commisurato al profilo topografico del terreno ed alla pendenza della fognatura stessa.

In genere è opportuno che dal cielo fogna alla superficie topografica vi sia una distanza (verticale) di almeno 80 cm. Sono possibili distanze minori ma ciò comporta necessità di opportune cautele a protezione della fognatura stessa.

La massima profondità va stabilita in funzione, come detto, del profilo longitudinale e dei criteri di sicurezza e di economicità.

E' ovvio che in strade strette, in prospicienza di fabbricati vecchi od antichi e/o con fondazioni poco profonde o precarie, eseguire degli scavi richiede opportune precauzioni e prima tra tutte il contenimento della profondità di scavo.

Qualora non vi fossero tali limiti, un valore massimo di scavo può essere assunto dalla massima profondità cui può giungere il braccio dell'escavatore (4÷4.5 metri). Profondità maggiori sono raggiungibili anteponendo allo scavo a sezione obbligata uno scavo a sezione larga, eseguito con una pala meccanica.

I due tipi di scavo sono illustrati nelle figure schematiche che seguono.

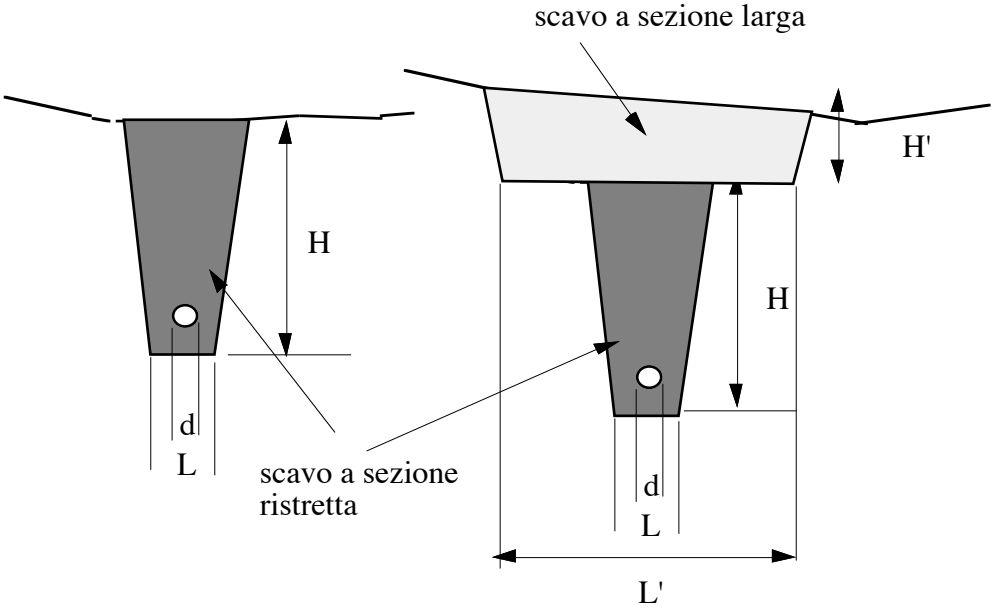


fig. 26 - Tipologie di scavo per la posa in opera di condotte fognarie

Durante l'esecuzione dei lavori le pareti degli scavi possono essere protette oppure no a seconda delle condizioni geotecniche del terreno e della eventuale presenza di manufatti vicini agli scavi stessi.

Ove il caso è necessario si ricorre a sbadacchi, cioè alla posa in opera di elementi (in genere lignei) di contrasto tra le pareti dello scavo, oppure alla così detta "cassa chiusa" cioè alla realizzazione di un'apposita casseratura che regga le pareti dello scavo stesso.

Tali opere, oltre ad aumentare il costo dello scavo, rendono più difficile la posa in opere delle condotte.

Terreni coesivi ed asciutti ancorché di non ottime caratteristiche meccaniche permettono scavi con pareti subverticali, mentre terreni sabbiosi, senza coesione, necessitano di scarpe (tangenti dell'angolo al piede tra parete e verticale) molto maggiori.

Un'altra limitazione, se non alla profondità degli scavi, alla tecnologia di esecuzione degli stessi, è l'eventuale presenza di acqua nel sottosuolo, che va aggottata (cioè estratta) con opportuni strumenti.

In casi molto semplici è sufficiente una pompa che liberamente emunga dal fondo scavo, più sovente è necessario ricorrere a particolari opere di drenaggio quali i sistemi di well-point. Si tratta di pozzi puntiformi (detti ad aghi) che vanno posti a distanza di circa un metro tra loro e di qualche metro da uno o da entrambi i bordi dello scavo, onde prosciugare localmente e provvisoriamente la zona.

La posa in opera del tubo deve essere preceduta da quella della realizzazione del letto di posa o del sottofondo, cioè di una vera e propria fondazione.

Questa è tanto più importante quanto minori sono le caratteristiche meccaniche del tubo. Quindi è relativamente poco importante nel caso di tubi metallici e molto più importante per i tubi in materiale plastico.

Il letto di posa è sostituito di norma da sabbia o sabbione ben costipato di uno spessore da rapportare con la larghezza dello scavo e con il diametro del tubo. Si adopererà sabbia per tubazioni in materiale poco rigido e sabbione negli altri casi.

Posto in opera il tubo è necessario il rinfianco dello stesso. Tale rinfianco dovrà essere tanto più curato quanto minore è la rigidezza propria del tubo, ciò al fine di evitare che pressioni dall'alto (quale quella del semplice reinterro e/o di eventuali sovraccarichi) portino ad una ovalizzazione del tubo stesso con perdita delle sue caratteristiche idrauliche (diminuzione della sezione e del raggio medio).

Talvolta letto di posa e rinfianco vengono realizzati con “misto cementato” o con “magrone”. Trattasi di calcestruzzi cementizi a bassissimo o basso tenore di cemento (100÷150 Kg/m^3) ma il ricorso a tali materiali deve essere solo straordinario. Ove possibile, cioè dove ne esiste la disponibilità, è opportuno il ricorso sic et simpliciter a pozzolane od a pozzolane miste a calce.

Seguirà quindi il reinterro da realizzarsi o con materiale proveniente dallo scavo, se idoneo, oppure con sabbione e quindi l’eventuale ripristino della pavimentazione stradale, in tal caso previa la realizzazione degli opportuni accorgimenti atti a far sì che la sede stradale non abbia a subire abbassamenti dovuti ai cedimenti del sottostante reinterro, che all’uopo va opportunamente compattato.

In taluni casi tra reinterro e pavimentazione stradale si frappone uno strato in calcestruzzo cementizio, talvolta armato, e si limita la pavimentazione stradale al solo tappetino di usura.

1.7 I PROBLEMI DI TENUTA DEI POZZETTI, LA IMPER-MEABILIZZAZIONE DEL FONDO SCAVO

Sovente i raccordi tra tubazioni e tra tubazioni e pozzetti non sono a tenuta stagna.

Problemi di tenuta ancora maggiori sussistono là dove gli allacciamenti delle utenze si innestano alle condotte fognarie.

Trattasi di problemi estremamente seri che possono avere conseguenze molto gravi:

- sia perché le acque di fogna percolando nel sottosuolo possono inquinare le falde sottostanti;
- sia perché possono alterare le caratteristiche geotecniche dei terreni percolati, e soprattutto in zone collinari, favorire l’innestarsi di movimenti franosi.

Pertanto vanno adottati tutti gli accorgimenti del caso.

Oggi la maggior parte dei raccordi tra tubazioni avvengono con anello di gomma o comunque con O-ring elastici tali da assicurare la tenuta anche in presenza di piccoli assestamenti.

Più difficile è l’innesto della condotta nei pozzetti.

Qualora non si ricorra ad appositi pozzetti prefabbricati che hanno in genere già predisposte le sedi di inserimento delle condotte con appositi anelli a tenuta, ma si faccia uso del calcestruzzo, è opportuno acquistare appositi pezzi speciali (prodotti dalle stesse case costruttrici dei tubi) che risolvano il problema della continuità e della tenuta tra pozzetto e tubo.

Sono da evitare gli allacciamenti lungo la linea della condotta. Tali allacciamenti vengono sovente effettuati alla meno peggio, senza alcuna garanzia di tenuta; spesso gli operatori lasciano cadere nel momento di praticare il foro di inserimento, detriti di tubo all'interno dello stesso. Inoltre il foro sarà in genere più grande del dovuto e comunque mai preciso; talvolta viene compromessa l'intera sezione del tubo.

E' invece consigliabile che gli innesti degli scarichi, siano essi privati che di caditoie pubbliche, avvengano in pozzetti, semmai appositi.

Là dove esistono fondati motivi di temere per la stabilità dei versanti e pertanto che piccoli movimenti del terreno possano provocare rotture nelle fogne, le quali a loro volta perdendo possano aggravare il movimento franoso, è necessario prevedere accorgimenti ad hoc.

La figura a lato illustra uno di tali accorgimenti.

Trattasi di uno scavo con il fondo impermeabilizzato, che quindi impedisce alle acque di perdita di infiltrarsi nel terreno.

Tali acque saranno convogliate dal drenaggio in appositi pozzetti e da qui restituite in genere al deflusso superficiale, opportunamente regimato.

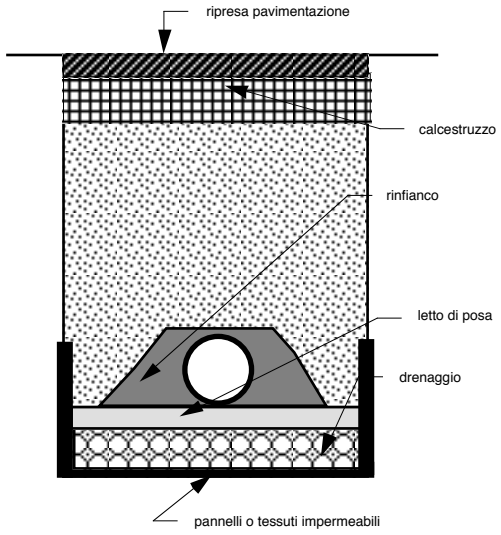


fig. 27 - Accorgimenti per l'impermeabilizzazione di un pozzetto

1.8 TENDENZE

Sino ad oggi si è in generale utilizzato il sottosuolo in maniera piuttosto disordinata, fatte salve le dovute eccezioni.

Chi opera nel sottosuolo, cioè gli acquedottisti, i costruttori di fogna, gli impiantisti del metano, delle reti telefoniche e di quelle elettriche (dalla pubblica illuminazione alla rete in B.T., cioè di distribuzione, a quella in M.T., cioè di trasporto) sovente si trovano in difficoltà ad ubicare nel sottosuolo di una strada cittadina il proprio "sottoservizio".

Ciò è dovuto al fatto che si è adoperato il sottosuolo senza alcuna idea pianificatoria; è indubbio che le prime opere del sottosuolo furono le fognature (gli altri sottoservizi non esistenvano antecedentemente a qualche decennio or sono e l'acquedotto, con schema romano, scorreva in alto a pelo libero).

Poi con le condotte in pressione abbiamo anche l'acquedotto e quindi il metano, anzi allora il "gas di città".

Le linee elettriche e telefoniche scorrevano in alto su pali o tramite staffe sui fabbricati (dove molte volte sono a tutt'oggi).

Ma a mano a mano che i vari servizi infrastrutturali suddetti si sono trasferiti nel sottosuolo né l'ente gestore del sottoservizio né l'autorità proprietaria della infrastruttura stradale, sotto la quale il sottoservizio doveva trovare alloggio, ha provveduto a pianificarne l'ubicazione.

Il sottoservizio veniva ubicato dove era più comodo, senza preoccuparsi di lasciare idonei spazi per gli altri.

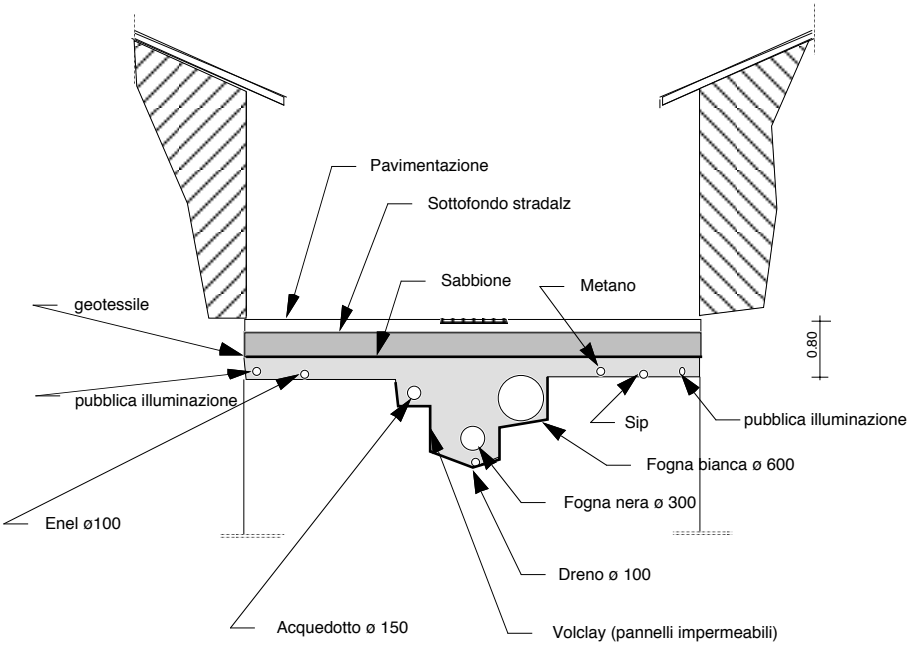


fig. 28 - Pianificazione del sottosuolo proposta per il risanamento di Tivoli

Ciò ha comportanto grosse difficoltà là dove i sottoservizi erano molteplici ed occorrevano nuovi interventi (rifacimento dell'acquedotto o della rete fognaria od altro).

Da ciò scaturisce la necessità che anche il sottosuolo cittadino venga pianificato, cioè venga redatto strada per strada un vero e proprio piano regolatore del sottosuolo, che nel rispetto delle necessità di ciascun sottoservizio, ne fissi l'ubicazione.

Un'alternativa ad un tale piano del sottosuolo è quello di prevedere in esso dei cunicoli per l'alloggiamento dei sottoservizi.

Il vantaggio dei cunicoli è la possibilità di facili ispezioni e manutenzioni. Gli svantaggi sono il maggior costo di investimento e spesso l'inconciliabilità di taluni servizi con il cunicolo (ad esempio le condotte del metano). Le figure qui di seguito riportate illustrano schematicamente alcune possibili forme di tali cunicoli.

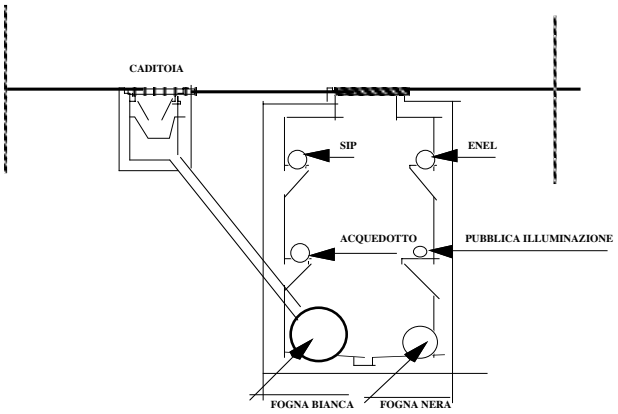


fig. 29 - Particolare cunicolo dei servizi

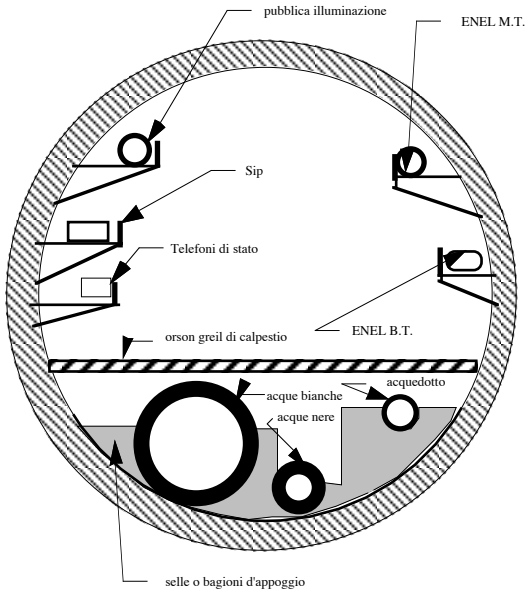


fig. 30 - Collocazione dei servizi del sottosuolo all'interno di opportuni tubi

Quest'ultima sezione è ricavata da tubi (in doppia camera concentrica di P.R.F.V.) di grande diametro, all'interno dei quali vengono alloggiate, con opportune regole, i vari servizi.

Capitolo 2

DIMENSIONAMENTO DELLE FOGNATURE FECALI

2.1 GENERALITÀ

E' evidente che l'entità delle portate delle fognature fecali è legata alla disponibilità di acqua potabile nelle abitazioni e pertanto è 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 abitazioni dell'acqua ed output, dalle stesse, del liquido fognario nel quale l'acqua potabile si è in parte trasformata.

E' pertanto evidente che la stima delle portate nere non può 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, brevemente schematizzato nella pagina seguente.

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

E' evidente che anche a tale ciclo è 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:

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

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

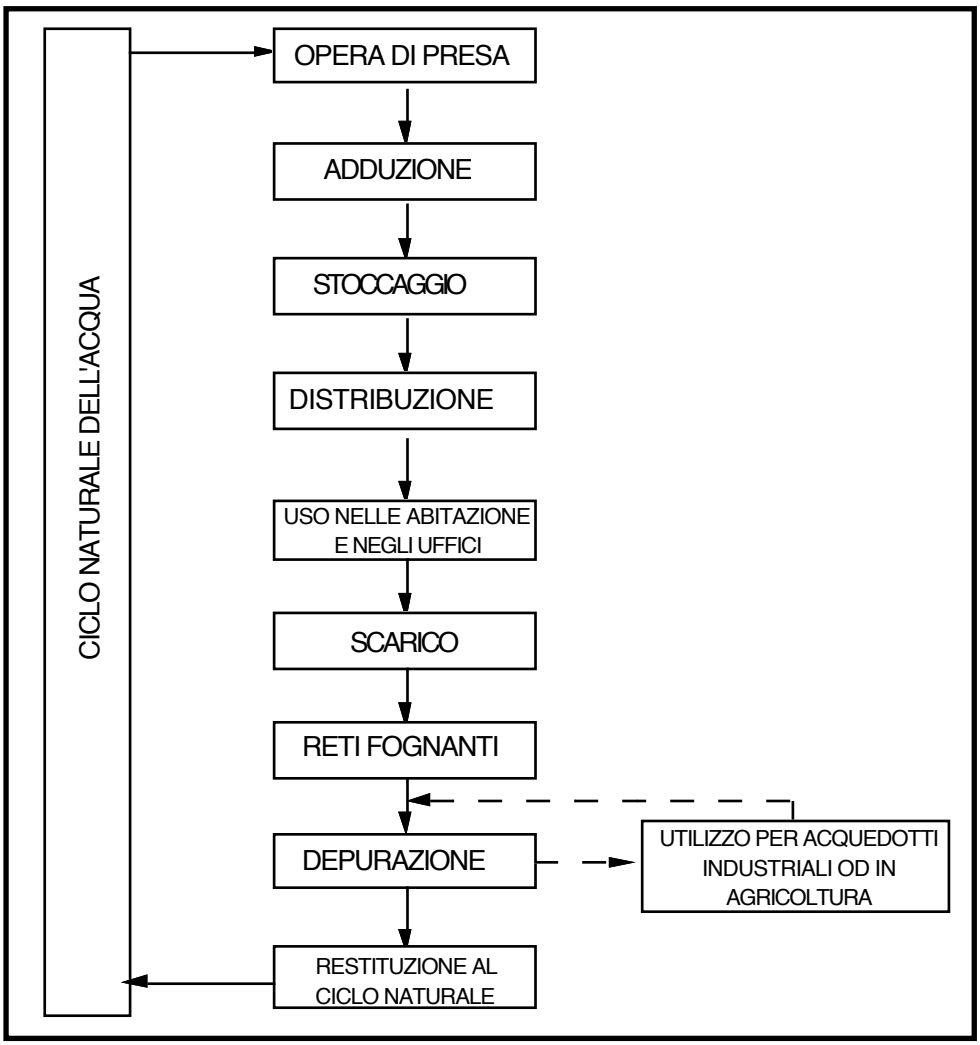


fig. 1 - Ciclo urbano dell'acqua

E' tuttavia doverosa una precisazione: tale applicazione dell'equazione di continuità, così come sopra indicata, non è rigorosa in quanto non tiene conto che il box "*uso nelle abitazione e negli edifici*" è interessato da altri input ed output, come più dettagliatamente schematizzato nella fig. 2

Di tali circostanze occorre tenere debito conto.

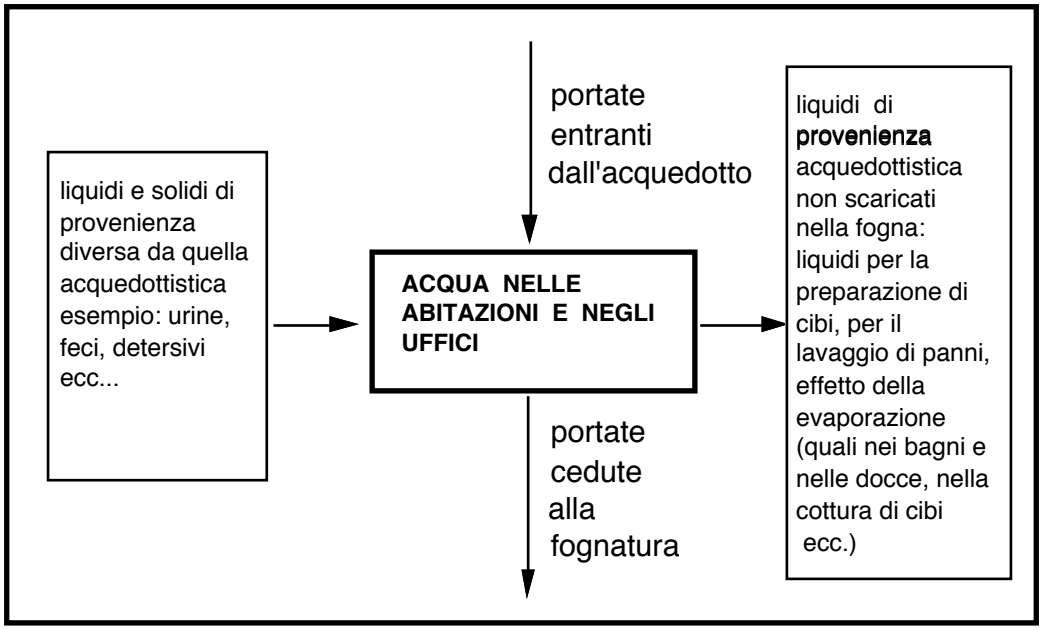


fig. 2 - Ciclo urbano dell'acqua: dettaglio intorno all'uso nelle abitazioni

2.2 METODI PER LA VALUTAZIONE DELLE PORTATE NERE

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

$$q_n = \frac{\alpha\ q\ \gamma + \beta_s}{3600\ \beta}\ \frac{N}{A} \qquad [l/s * ha] \qquad (2)$$

dove:

α è un coefficiente di riduzione che tiene conto delle perdite per evaporazione, per la cottura dei cibi ecc.;

γ è un coefficiente di piena (cioè tiene conto delle punte orarie), usualmente si considera pari a 2.4;

β_s è il contributo di sostanze solide e liquide di provenienza diversa da quella acquedottistica, solitamente si assume $\beta_s = 1.5$;

β è il numero di ore durante le quali si presume avvenga l'uso dell'acqua, solitamente si assume $\beta = 8$;

N è l'entità della popolazione servita;

A è l'area della zona da servire, espressa in ettari.

Non occorrono particolari spiegazioni alla (2) 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 è la possibilità di verificarsi del fenomeno della contemporaneità d'uso.

2.2.1 CONSIDERAZIONI SULLA CONTEMPORANEITÀ D'USO

L'erogazione di acqua da un rubinetto d'attingimento può essere rappresentata con riferimento al classico sistema di coordinate ortogonali, con i tempi rappresentati sull'asse delle ascisse e le portate sull'asse delle ordinate.

In generale i diagrammi avranno l'andamento rappresentato dai grafici di fig. 3

Bisogna però precisare che tale figura 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 quello rappresentato in fig. 4.

La fig. 5 mostra invece il susseguirsi temporale delle erogazioni di tre apparecchi dello stesso tipo

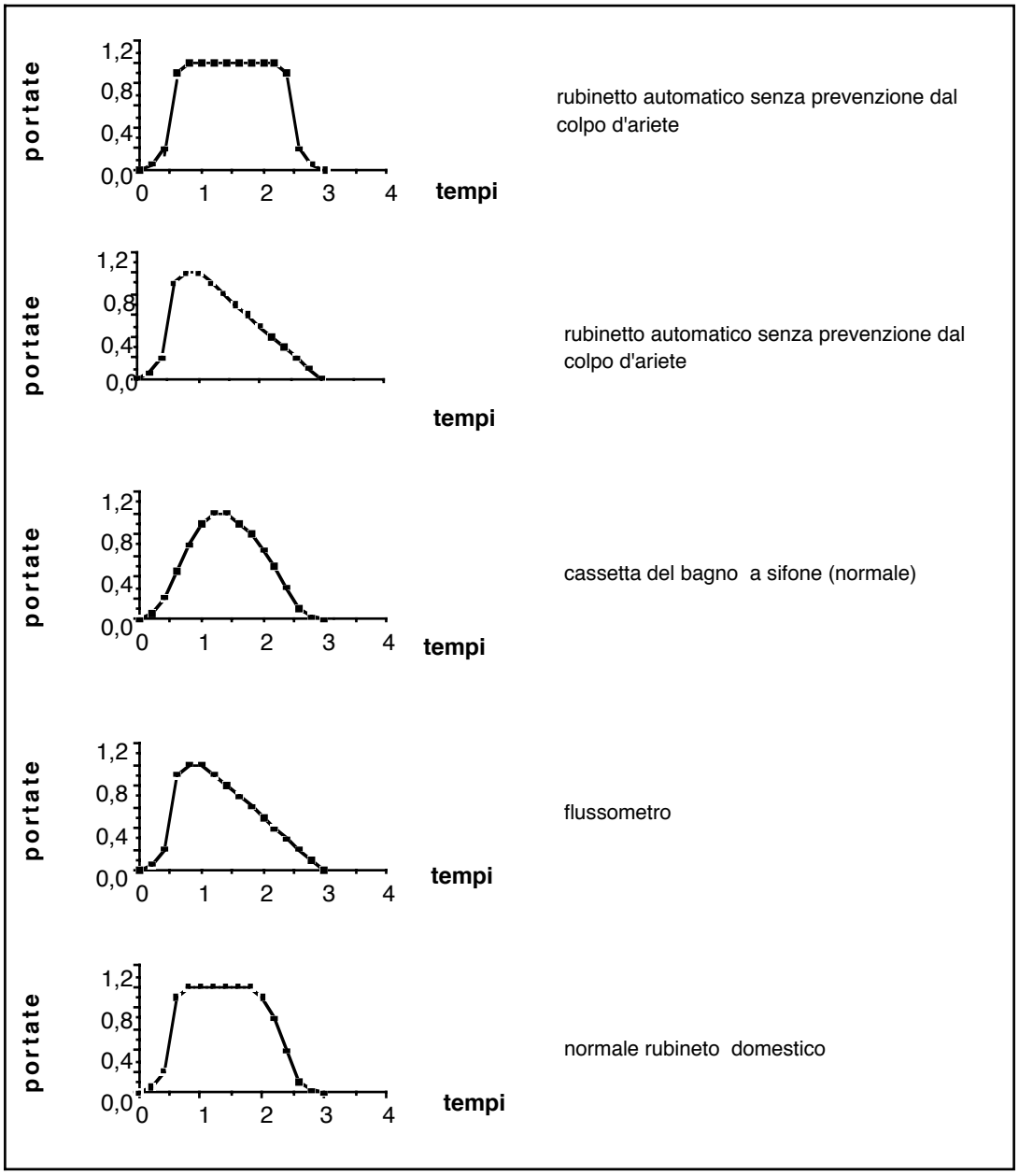


fig. 3 - Diagrammi di erogazione di vari tipi di rubinetti

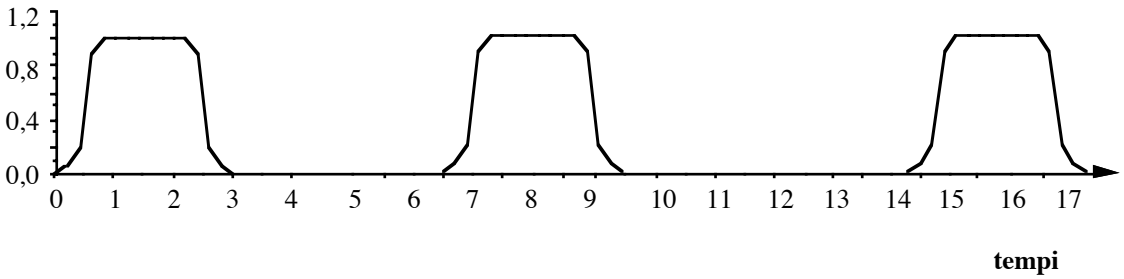


fig. 4 - Andamento temporale delle erogazioni dallo stesso apparecchio (durante le ore di punta)

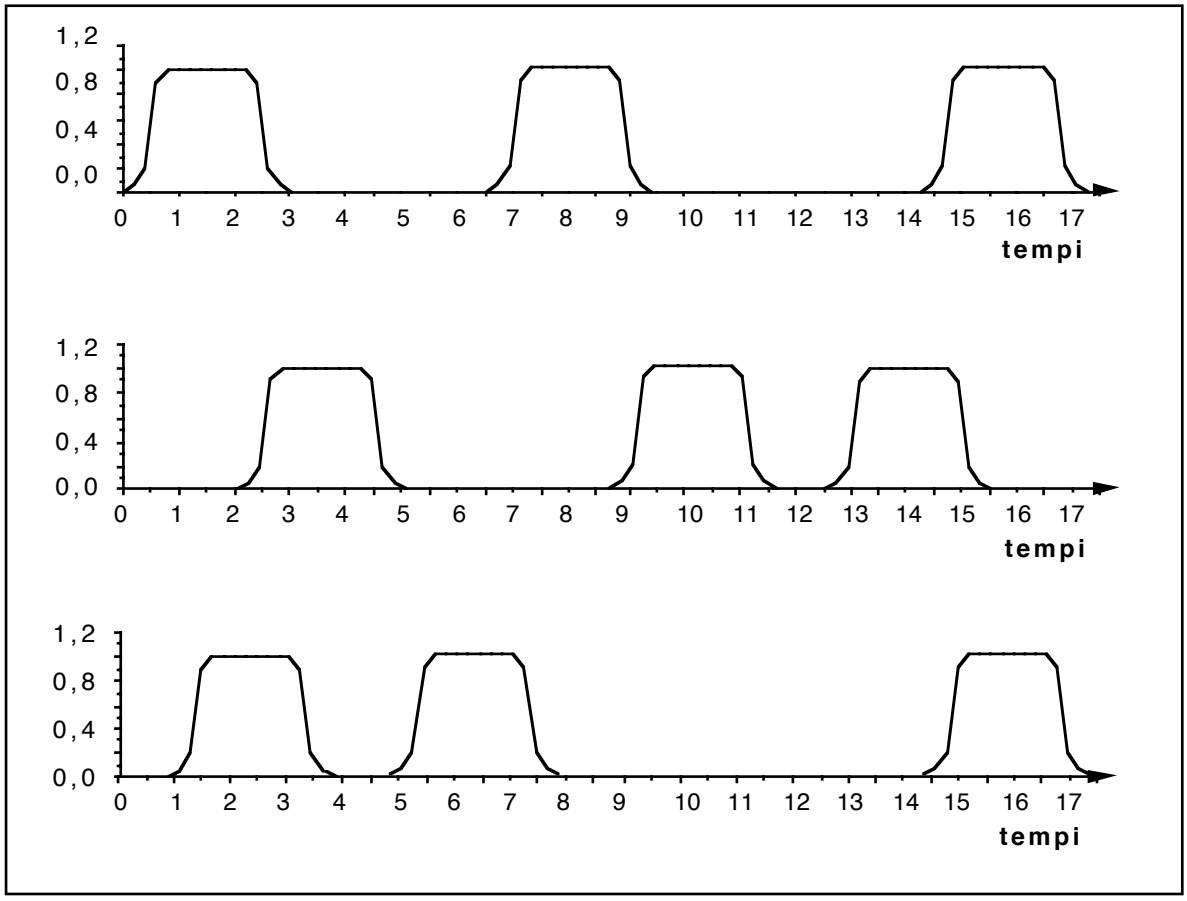


fig. 5 - Andamento temporale delle erogazioni di tre distinti apparecchi dallo stesso tipo (durante le ore di punta)

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

La portata ovviamente è legata al numero di apparecchi in uso contemporaneo, da qui la necessità di conoscere tale numero e di stimare la probabilità che si verifichino tali sovrapposizioni.

Ciò si effettua mediante il procedimento che qui di seguito si descrive, vale tuttavia preliminarmente rimarcare come sia evidente che tale probabilità sarà tanto maggiore quanto:

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

Se ora indichiamo con:

t la durata media di un'erogazione; [min]

i l'*intervallo medio* che intercorre fra un'erogazione e la successiva durante il periodo di punta; [min]

h la durata *media giornaliera* del periodo di punta; [h]

P il tempo 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; [gg]

$A = \frac{i}{t}$ il rapporto fra la durata media i dell'intervallo fra due erogazioni durante il periodo di punta e la durata di un'erogazione *t;*

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

C_r^n = il numero di combinazioni possibili di r unità prese fra n di esse;

avremo[1]:

---

1 La probabilità P che si verifichi la sovrapposizione di r apparecchi in erogazione su n apparecchi totali è calcolabile basandoci ovviamente sulla classica formula:

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

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

Tenuto ora conto che $A = \frac{i}{t}$ 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 avervi 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:

$$T_r = \frac{A^{r-1}}{B * C^n_r} \qquad (3)$$

dove, come indicato nella nota:

$$C^n_r = \frac{n\,(n-1)\,(n-2)\,\ldots\,(n-r+1)}{1 * 2 * 3 *\ldots* r} \qquad (4)$$

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 è *r,* cioè quanto maggiore è il numero delle erogazioni che devono sovrapporsi;
3) quanto più è piccolo *t,* cioè quanto minore è la durata di un'erogazione;
4) quanto più piccolo è *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.

$$C^n_r = \frac{n\,(n-1)\,(n-2)\,\ldots\,(n-r+1)}{1 * 2 * 3 *\ldots* r}$$

per un numero di intervalli possibili durante il periodo di punta, cioè $B = \frac{h}{i}$, pertanto il numeratore varrà:

$$A^{r-1} - B * C^n_r$$

Quindi la probabilità P sarà:

$$P = \frac{A^{r-1} - B * C^n_r}{A^{r-1}}$$

Tenuto ora conto che il tempo di ritorno è dato dalla: $T_r = \frac{1}{1-P}$ sostituendo segue la (3)

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

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

Se ammettiamo che la sovrapposizione critica potrà avvenire una sola volta durante le 24 ore di un giorno[2], allora a T_r si può assegnare il valore di uno.

Si avrà allora:

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

e la (5) diventa:

$$\log A^{r-1} - \log B = \log C_r^n \qquad (6)$$

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

La (6) è suscettibile di un'interessante rappresentazione grafica, infatti se in ascissa riportiamo il numero di apparecchi ed in ordinate il rapporto $\frac{r}{n}$ otterremo la cosiddetta *curva caratteristica di contemporaneità d'erogazione* del gruppo di utenti considerato.

---

2 La scelta di P è stata qui fissata uguale ad 1 (un giorno) poiché 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 pressoché trascurabile.

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.

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

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 poiché 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 fig.3, 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/s 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 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/s.

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 usi 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 $i = 5 \div 10$ 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 sui 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 (5) è più speditamente eseguita usando le tabelle 1, 2 e 3 qui riportate.

TABELLA 1- Log A r^{-1}

A \ r (Numero di unità sovrapponentisi)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	25	30	40	50	75	100
1,5	0,176	0,352	0,528	0,704	0,880	1,057	1,233	1,409	1,585	1,937	2,289	2,641	2,994	3,346	4,226	5,107	6,868	8,628	13,031	17,433
2	0,301	0,602	0,903	1,204	1,505	1,806	2,107	2,408	2,709	3,311	3,913	4,515	5,118	5,720	7,225	8,730	11,740	14,750	22,276	29,802
3	0,477	0,954	1,431	1,908	2,386	2,863	3,340	3,817	4,294	5,248	6,203	7,157	8,111	9,065	11,451	13,837	18,608	23,379	35,307	47,235
4	0,602	1,204	1,806	2,408	3,010	3,612	4,214	4,816	5,419	6,623	7,827	9,031	10,235	11,439	14,449	17,460	23,480	29,501	44,552	59,604
5	0,699	1,398	2,097	2,796	3,495	4,194	4,893	5,592	6,291	7,689	9,087	10,485	11,882	13,280	16,775	20,270	27,260	34,250	51,724	69,198
6	0,778	1,556	2,334	3,113	3,891	4,669	5,447	6,225	7,003	8,560	10,116	11,672	13,229	14,785	18,676	22,566	30,348	38,129	57,583	77,037
8	0,903	1,806	2,709	3,612	4,515	5,419	6,322	7,225	8,128	9,934	11,740	13,546	15,353	17,159	21,674	26,190	35,221	44,251	66,829	89,406
10	1,000	2,000	3,000	4,000	5,000	6,000	7,000	8,000	9,000	11,000	13,000	15,000	17,000	19,000	24,000	29,000	39,000	49,000	74,000	99,000
12	1,079	2,158	3,238	4,317	5,396	6,475	7,554	8,633	9,713	11,871	14,029	16,188	18,346	20,504	25,900	31,296	42,088	52,880	79,859	106,839
15	1,176	2,352	3,528	4,704	5,880	7,057	8,233	9,409	10,585	12,937	15,289	17,641	19,994	22,346	28,226	34,107	45,868	57,628	87,031	116,433
17	1,230	2,461	3,691	4,922	6,152	7,383	8,613	9,844	11,074	13,535	15,996	18,457	20,918	23,379	29,531	35,683	47,988	60,292	91,053	121,814
20	1,301	2,602	3,903	5,204	6,505	7,806	9,107	10,408	11,709	14,311	16,913	19,515	22,118	24,720	31,225	37,730	50,740	63,750	96,276	128,802
25	1,398	2,796	4,194	5,592	6,990	8,388	9,786	11,184	12,581	15,377	18,173	20,969	23,765	26,561	33,551	40,540	54,520	68,499	103,448	138,396
30	1,477	2,954	4,431	5,908	7,386	8,863	10,340	11,817	13,294	16,248	19,203	22,157	25,111	28,065	35,451	42,837	57,608	72,379	109,307	146,235
35	1,544	3,088	4,632	6,176	7,720	9,264	10,808	12,353	13,897	16,985	20,073	23,161	26,249	29,337	37,058	44,778	60,219	75,659	114,261	152,863
40	1,602	3,204	4,806	6,408	8,010	9,612	11,214	12,816	14,419	17,623	20,827	24,031	27,235	30,439	38,449	46,460	62,480	78,501	118,552	158,604
50	1,699	3,398	5,097	6,796	8,495	10,194	11,893	13,592	15,291	18,689	22,087	25,485	28,882	32,280	40,775	49,270	66,260	83,250	125,724	168,198

TABELLA 1- Log A $^{r-1}$ (segue)

A	r Numero di unità sovrapponentisi																			
	2	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**12**	**14**	**16**	**18**	**20**	**25**	**30**	**40**	**50**	**75**	**100**
60	1,778	3,556	5,334	7,113	8,891	10,669	12,447	14,225	16,003	19,560	23,116	26,672	30,229	33,785	42,676	51,566	69,348	87,129	131,583	176,037
70	1,845	3,690	5,535	7,380	9,225	11,071	12,916	14,761	16,606	20,296	23,986	27,676	31,367	35,057	44,282	53,508	71,959	90,410	136,537	182,665
80	1,903	3,806	5,709	7,612	9,515	11,419	13,322	15,225	17,128	20,934	24,740	28,546	32,353	36,159	45,674	55,190	74,221	93,251	140,829	188,406
90	1,954	3,908	5,863	7,817	9,771	11,725	13,680	15,634	17,588	21,497	25,405	29,314	33,222	37,131	46,902	56,673	76,215	95,758	144,614	193,470
100	2,000	4,000	6,000	8,000	10,000	12,000	14,000	16,000	18,000	22,000	26,000	30,000	34,000	38,000	48,000	58,000	78,000	98,000	148,000	198,000
110	2,041	4,083	6,124	8,166	10,207	12,248	14,290	16,331	18,373	22,455	26,538	30,621	34,704	38,786	48,993	59,200	79,614	100,028	151,063	202,098
120	2,079	4,158	6,238	8,317	10,396	12,475	14,554	16,633	18,713	22,871	27,029	31,188	35,346	39,504	49,900	60,296	81,088	101,880	153,859	205,839
130	2,114	4,228	6,342	8,456	10,570	12,684	14,798	16,912	19,025	23,253	27,481	31,709	35,937	40,165	50,735	61,304	82,444	103,583	156,432	209,280
140	2,146	4,292	6,438	8,585	10,731	12,877	15,023	17,169	19,315	23,607	27,900	32,192	36,484	40,776	51,507	62,238	83,699	105,160	158,813	212,467
150	2,176	4,352	6,528	8,704	10,880	13,057	15,233	17,409	19,585	23,937	28,289	32,641	36,994	41,346	52,226	63,107	84,868	106,628	161,031	215,433
160	2,204	4,408	6,612	8,816	11,021	13,225	15,429	17,633	19,837	24,245	28,654	33,062	37,470	41,878	52,899	63,919	85,961	108,002	163,105	218,208
170	2,230	4,461	6,691	8,922	11,152	13,383	15,613	17,844	20,074	24,535	28,996	33,457	37,918	42,379	53,531	64,683	86,988	109,292	165,053	220,814
180	2,255	4,511	6,766	9,021	11,276	13,532	15,787	18,042	20,297	24,808	29,319	33,829	38,340	42,850	54,127	65,403	87,956	110,508	166,890	223,272
200	2,301	4,602	6,903	9,204	11,505	13,806	16,107	18,408	20,709	25,311	29,913	34,515	39,118	43,720	55,225	66,730	89,740	112,750	170,276	227,802
220	2,342	4,685	7,027	9,370	11,712	14,055	16,397	18,739	21,082	25,767	30,451	35,136	39,821	44,506	56,218	67,930	91,354	114,779	173,339	231,900
240	2,380	4,760	7,141	9,521	11,901	14,281	16,661	19,042	21,422	26,182	30,943	35,703	40,464	45,224	57,125	69,026	92,828	116,630	176,136	235,641
260	2,415	4,830	7,245	9,660	12,075	14,490	16,905	19,320	21,735	26,565	31,395	36,225	41,055	45,884	57,959	70,034	94,184	118,334	178,708	239,082
280	2,447	4,894	7,341	9,789	12,236	14,683	17,130	19,577	22,024	26,919	31,813	36,707	41,602	46,496	58,732	70,968	95,439	119,911	181,090	242,269
300	2,477	4,954	7,431	9,908	12,386	14,863	17,340	19,817	22,294	27,248	32,203	37,157	42,111	47,065	59,451	71,837	96,608	121,379	183,307	245,235

TABELLA 2- Log B

i	h										
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**8**	**10**	**12**	**14**	**16**
3	1,301	1,602	1,778	1,903	2,000	2,079	2,204	2,301	2,380	2,447	2,505
4	1,176	1,477	1,653	1,778	1,875	1,954	2,079	2,176	2,255	2,322	2,380
5	1,079	1,380	1,556	1,681	1,778	1,857	1,982	2,079	2,158	2,225	2,283
6	1,000	1,301	1,477	1,602	1,699	1,778	1,903	2,000	2,079	2,146	2,204
7	0,933	1,234	1,410	1,535	1,632	1,711	1,836	1,933	2,012	2,079	2,137
8	0,875	1,176	1,352	1,477	1,574	1,653	1,778	1,875	1,954	2,021	2,079
9	0,824	1,125	1,301	1,426	1,523	1,602	1,727	1,824	1,903	1,970	2,028
10	0,778	1,079	1,255	1,380	1,477	1,556	1,681	1,778	1,857	1,924	1,982
12	0,699	1,000	1,176	1,301	1,398	1,477	1,602	1,699	1,778	1,845	1,903
14	0,632	0,933	1,109	1,234	1,331	1,410	1,535	1,632	1,711	1,778	1,836
16	0,574	0,875	1,051	1,176	1,273	1,352	1,477	1,574	1,653	1,720	1,778
18	0,523	0,824	1,000	1,125	1,222	1,301	1,426	1,523	1,602	1,669	1,727
20	0,477	0,778	0,954	1,079	1,176	1,255	1,380	1,477	1,556	1,623	1,681
25	0,380	0,681	0,857	0,982	1,079	1,158	1,283	1,380	1,459	1,526	1,584
30	0,301	0,602	0,778	0,903	1,000	1,079	1,204	1,301	1,380	1,447	1,505

TABELLA 3 - Log C $\binom{n}{r}$

n	r Numero di unità sovrapponentisi									
	2	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**12**
3	0,477	0,000								
4	0,778	0,602	0,000							
5	1,000	1,000	0,699	0,000						
6	1,176	1,301	1,176	0,778	0,000					
7	1,322	1,544	1,544	1,322	0,845	0,000				
8	1,477	1,748	1,845	1,748	1,477	0,903	0,000			
9	1,556	1,924	2,100	2,100	1,924	1,556	0,954	0,000		
10	1,653	2,079	2,322	2,401	2,322	2,079	1,653	1,000	0,000	
12	1,820	2,342	2,695	2,899	2,966	2,899	2,695	2,342	1,820	0,000
14	1,959	2,561	3,000	3,301	3,478	3,536	3,478	3,301	3,000	1,959
16	2,079	2,748	3,260	3,640	3,904	4,058	4,110	4,058	3,904	3,260
18	2,185	2,912	3,486	3,933	4,269	4,503	4,641	4,687	4,641	4,269
20	2,279	3,057	3,685	4,190	4,588	4,889	5,100	5,225	5,267	5,100
25	2,477	3,362	4,102	4,725	5,248	5,682	6,034	6,310	6,514	6,716
30	2,638	3,609	4,438	5,154	5,774	6,309	6,767	7,156	7,478	7,937
35	2,775	3,816	4,719	5,511	6,210	6,828	7,372	7,849	8,264	8,921
40	2,892	3,995	4,961	5,818	6,584	7,271	7,886	8,437	8,928	9,747
50	3,088	4,292	5,362	6,326	7,201	7,999	8,730	9,400	10,012	11,084
75	3,443	4,829	6,085	7,237	8,304	9,230	10,227	11,099	11,919	13,417
100	3,695	5,209	6,593	7,877	9,076	10,204	11,270	12,279	13,238	15,021
150	4,048	5,741	7,307	8,772	10,155	11,469	12,721	13,919	15,068	17,237
200	4,299	6,119	7,811	9,404	10,916	12,359	13,741	15,070	16,351	18,786

TABELLA 3- Log C_r^n (segue)

n	r Numero di unità sovrapponentisi															
	14	**16**	**18**	**20**	**25**	**30**	**40**	**50**	**75**	**100**	**150**	**200**	**300**	**400**	**500**	**600**
16	2,079	0,000														
18	3,486	2,185	0,000													
20	4,588	3,685	2,279	0,000												
25	6,649	6,310	5,682	4,725	0,000											
30	8,163	8,163	7,937	7,478	5,154	0,000										
35	9,365	9,609	9,657	9,512	8,264	5,511										
40	10,366	10,798	11,055	11,139	10,604	8,928	0,000									
50	11,972	12,692	13,257	13,673	14,102	13,673	10,012	0,000								
75	14,749	15,932	16,981	17,905	19,721	20,893	21,469	19,721	0,000							
100	16,645	18,129	19,487	20,729	23,385	25,468	28,138	29,004	23,385							
150	19,253	21,137	22,902	24,560	28,292	31,508	36,645	40,304	43,968	40,304	0,000					
200	21,072	23,228	25,270	27,208	31,655	35,612	42,312	47,657	56,228	58,957	47,657	0,000				
300	23,606	26,137	28,556	30,875	36,291	41,239	49,991	57,493	71,991	81,619	88,972	81,619	0,000			
400	25,383	28,180	30,862	33,445	39,528	45,154	55,295	64,231	82,540	96,351	113,540	119,012	96,351	0,000		
500	26,766	29,758	32,641	35,426	42,019	48,160	59,351	69,365	90,488	107,320	137,237	144,703	144,703	107,320	0,000	
700	28,834	32,126	35,310	38,397	45,749	52,656	65,399	76,993	102,202	123,312	156,518	180,399	206,090	206,090	180,399	
1000	31,020	34,627	38,127	41,531	49,778	57,486	71,845	85,076	114,469	139,905	182,228	215,921	263,835	290,796	299,530	290,796
1500						62,732	78,904	93,963	127,995	158,173	210,308	254,286	324,394	376,148	412,992	436,853

Il problema della contemporaneità d'uso può essere risolto molto rapidamente utilizzando, al posto del metodo e delle tabelle sopra riportate, un comune foglio di calcolo elettronico.

Si può notare infatti che la formula (6) può essere scritta sotto la forma

$$\log A^{r-1} - \log B - \log C_r^n = 0 \qquad (7)$$

Impostando un foglio elettronico, come riportato negli esempi seguenti, il numero massimo di apparecchi che potranno essere usati contemporaneamente saranno quelli che più si avvicineranno allo zero della funzione (7).

Con la tabella seguente si è ricercato il numero massimo di docce che possono funzionare contemporaneamente su un totale di 20 apparecchi potenzialmente funzionanti.

Fissati i valori quali la durata media di un'erogazione, l'intervallo fra due erogazioni successive ecc. l'ultima colonna riporta il valore della formula (7) per ogni valore di tentativo r. In corrispondenza del valore r=18 si ottiene un valore prossimo allo zero della (7) e quindi il numero di apparecchi che possono essere usati contemporaneamente senza creare alcun disagio.

docce

simbolo	significato	Unità di misura	valore	r	soluzione per tentativo
t	durata media di un'erogazione	minuti	10	3	-3,306782
i	intervallo medio tra due erogazioni successive	minuti	15	5	-4,088139
h	durata giornaliera del periodo di punta dell'erogazione	ore	1	8	-4,469688
P =Tr	tempo di ritorno	giorni	1	10	-4,283837
A	"=i/t"		1,5	12	-3,765323
B	"=h*60/i"		4	14	-2,901257
n	numero di apparecchi complessivi		20	16	-1,645985
r	apparecchi contemporaneamente in uso			**18**	**0,112738**
C(n,r)	numero di combinazioni possibili di r unità prese su n di esse			20	2,743674

Nella successiva tabella si è ricercato quanti erano i lavabi che potevano essere usati contemporaneamente. La modalità di risoluzione è del tutto analoga a quella dell'esempio sopra descritto.

lavabi					
simbolo	significato	Unità di misura	valore	r	soluzione per tentativo
t	durata media di un'erogazione	minuti	5	2	-2,556303
i	intervallo medio tra due erogazioni	minuti	10	3	-2,924279
h	durata giornaliera del periodo di punta	ore	1	4	-3,135133
P =Tr	tempo di ritorno	giorni	1	5	-3,214314
A	"=i/t"		2	7	-3,030397
B	"=h*60/i"		6	11	-1,408134
n	numero di apparecchi complessivi		16	12	-0,726893
r	apparecchi contemporaneamente in uso			**13**	**0,086021**
C(n,r)	numero di combinazioni possibili di r unità prese su n di esse			14	1,056057

Capitolo 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 all'equazione di continuità, cioè le classiche equazione di DE SAINT VENANT, e quindi le seguenti:

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

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial A}{\partial t} \qquad (1)$$

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

Agli inizi del secolo il FANTOLI ed altri [1](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.

---

1 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.

Più tardi (1923 e 1932) il PUPPINI perfezionò il metodo che ebbe successivamente ulteriori modifiche 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 gli autori sopra ricordati sono italiani, da ciò la denominazione di *metodo italiano*, in letteratura metodo dell'invaso, dato che di fatto ha trovato pochi proseliti fuori i confini patrii, dove gli addetti ai lavori hanno perfezionato il metodo del TURAZZAdandogli 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 quel lavoro di sintesi tra i due metodi che, invero, possono essere riguardati come prime approssimazioni 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, sull'orma di quanto era già stato (sia pur da poco) intrapreso in campo strutturale, i metodi probabilistici[2].

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.

---

2 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 RAZIO-NALE, METODO DEGLI INGEGNERI TEDESCHI)

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

Indicando con:

h la pioggia caduta nel tempo t espressa in mm;

t il tempo di pioggia espresso in ore;

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

A la superficie del bacino sotteso dalla fogna espresso in ettari;

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

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

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

$i = \frac{h}{t}$ 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.

Tale giustificazione si basa sull'asserto che "la pioggia che provoca la massima piena è quella che ha una durata pari al tempo di corrivazione"[3] pertanto detta i l'intensità corrispondente a tale pioggia, il prodotto i*A rappresenta il volume piovuto nell'unità di tempo, mentre il prodotto di questo ultimo per φ rappresenta la parte di tale volume piovuto che affluisce alla rete fognaria. Il divisore 360 serve a mettere a posto le unità di misura al fine che la portata sia espressa in m^3/s.

Nei paragrafi seguenti 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.

Innanzi tutto 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, soprattutto 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, in generale, della 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

---

[3] Trattasi, come ben noto, del tempo che impiega l'acqua caduta nel punto idraulicamente più distante del bacino a giungere alla sezione di chiusura dello stesso.

- ritenuta φ_3
- distribuzione piogge φ_4

Data la diversa natura ed influenza di ciascuno di essi è opportuno trattarli separatamente.

3.2.1.1 Il coefficiente di infiltrazione

Il coefficiente di infiltrazione φ_1 tiene conto del fatto che la superficie sulla quale cade la pioggia non è tutta impermeabile, per cui una parte dell'acqua precipitata si infiltra 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:

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

dove l'indice j è relativo al tipo di terreno impermeabile di cui è costituito il bacino.

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

ELEMENTI ANALITICI	
Tetti, terrazze, pavimentazioni in asfalto	0.90 - 0.80
Lastricati ben connessi	0.80 - 0.70
Lastricati ordinari	7.00 - 0.50
Macadam selciati	0.60 - 0.40
Superfici battute	0.30 - 0.15
Superfici non battute, parchi boschi, giardini, terre non coltivate	0.10 - 0.00
ELEMENTI GLOBALI	
Costruzioni dense (centri cittadini)	0.80 - 0.70
Costruzioni spaziate (semintensive)	0.60 - 0.50
Zone a villini (città giardino)	0.35 - 0.25
Aree non edificate (piazzali, campi da gioco ecc.)	0.20 - 0.15
Giardini, parchi e boschi	0.10 - 0.00

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

Il PAOLETTI ed altri (1988) avvalendosi di dati di talune ricerche internazionali delle quali era stata data notizie a Dubrovnik in occasione dell'UDM del 1966, delle quali viene dato un cenno in Appendice I, propone i seguenti abachi dai quali è possibile ricavare φ_1 in funzione dell'altezza di precipitazione e della sua durata.

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

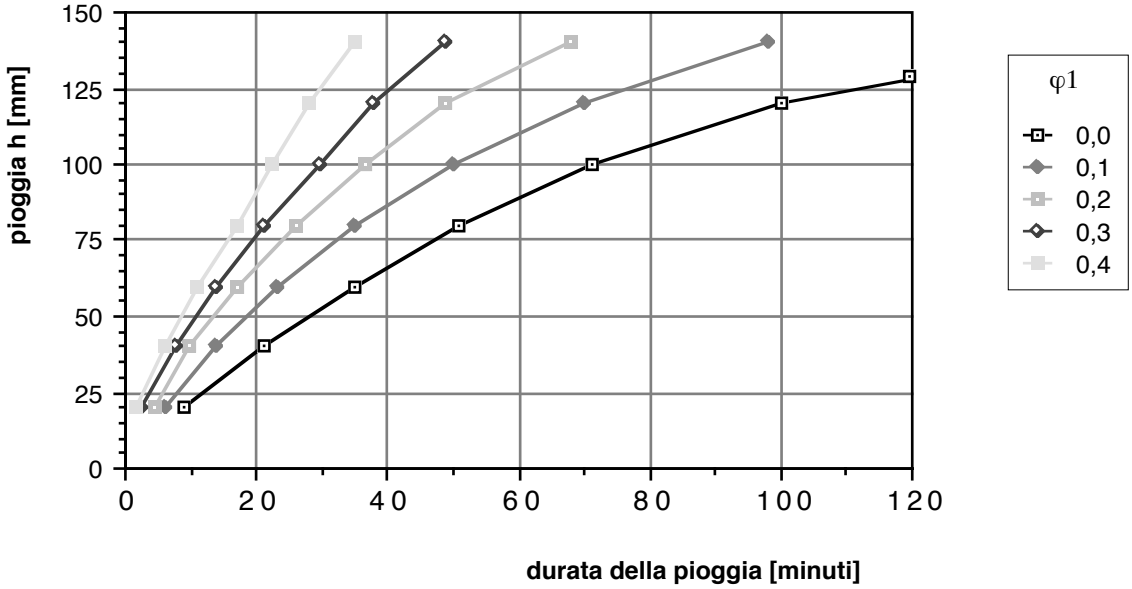


fig. 1 - Valori di φ_1 per terreni di tipo A

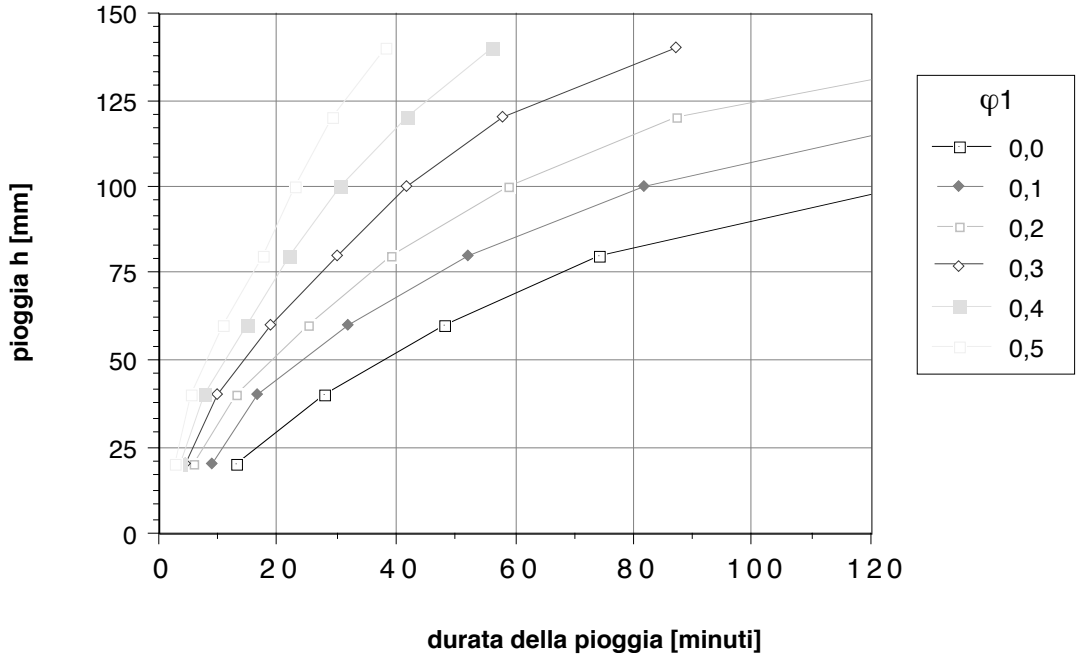


fig. 2 - Valori di φ_1 per terreni di tipo B

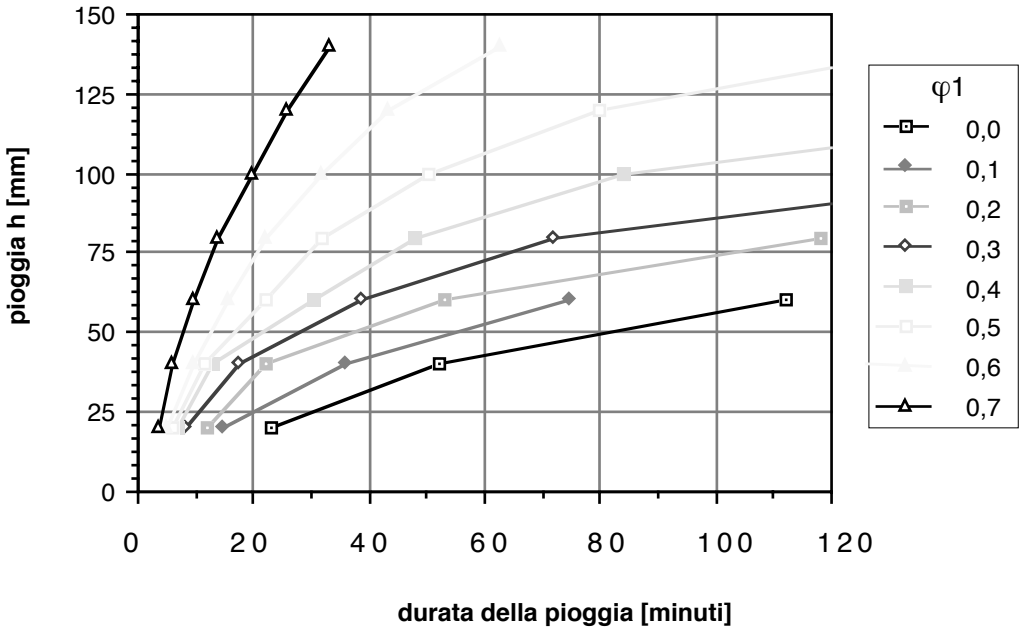


fig. 3 - Valori di φ_1 per terreni di tipo C

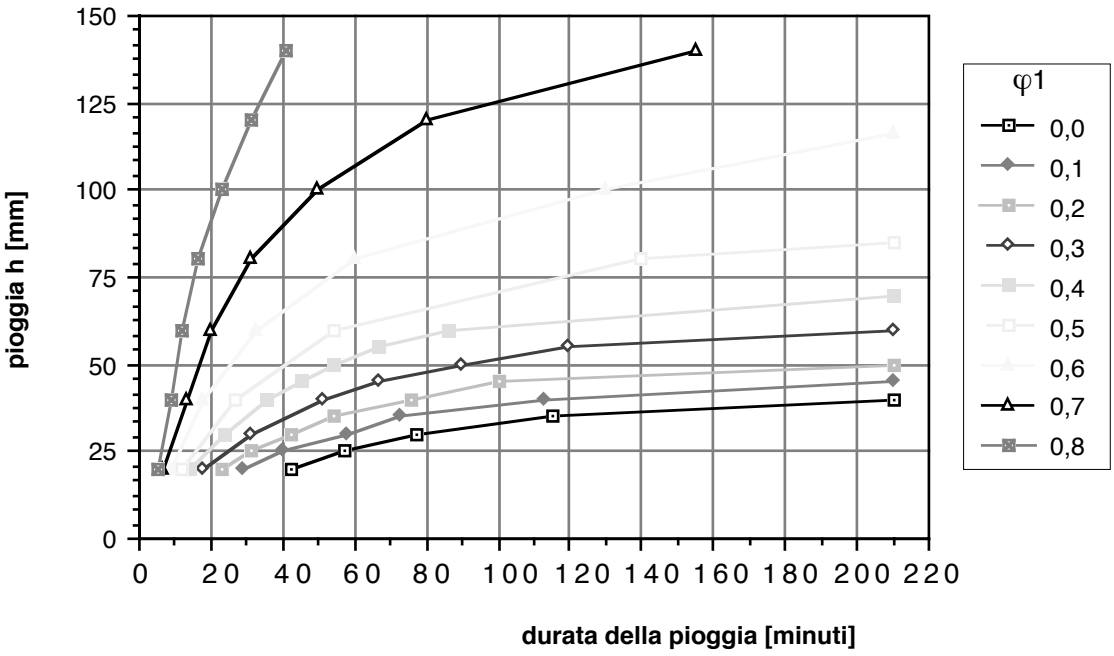


fig. 4 - Valori di φ_1 per terreni di tipo D

Per individuare il tipo di bacino si fa riferimento alla classificazione di Horton così come proposta per il modello ILLUDAS[4], 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 A; 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 colloidi, 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.

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 soffermeremo successivamente.

3.2.1.2 Il coefficiente di ritardo φ_2 - Precisazione sul tempo di corrivazione

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

Tale coefficiente è indubbiamente tanto più importante quanto maggiore è il detto tempo, quindi è legato al tempo di corrivazione il cui concetto qui si richiama.

---

4 Vedi oltre.

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 parola[5] .

Appena sopra si è 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 si dimostra valido sotto ipotesi fortemente restrittive e tra esse:

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

$$h = a * t^{n} \qquad (4)$$

b) che la distribuzione delle acque meteoriche sia uniforme su tutto il bacino;

c) che l'intensità $i = \frac{h}{t}$ della pioggia per l'intera durata t sia di fatto costante;

d) che il bacino sotteso dalla sezione in esame del collettore sia sufficientemente regolare.

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

Sovente alcuni di questi fattori (ritenuta, distribuzione delle piogge) vengono trascurati, dando più peso ad altri (soprattutto a quello di infiltrazione) e comunque il valore che si introduce nella (3) è 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

---

5 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)

validità del citato asserto, non si dovrebbe avere ritardo in quanto la massima piena la si ha quando scola tutta la pioggia precipitata.

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 fognaria[6] per poi svasarsi successivamente al colmo di piena.

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

$$\varphi_2 = \frac{j}{\sqrt[n]{A}} \qquad (5)$$

dove A è l'area del bacino scolante (in ettari) ed n un coefficiente funzione della pendenza media j del canale scolante secondo quanto riportato nella tabella sottostante.

Infatti per n non è stata data una precisa correlazione ma solo tre valori particolari:

j	0.1%	0.5%	1.0%
n	4	6	8

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

$$n = 3.6288 + 4.893\ j - 0.6428\ j^2 \qquad (6)$$

dalla quale si ricava l'abaco qui di seguito riportato

---

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

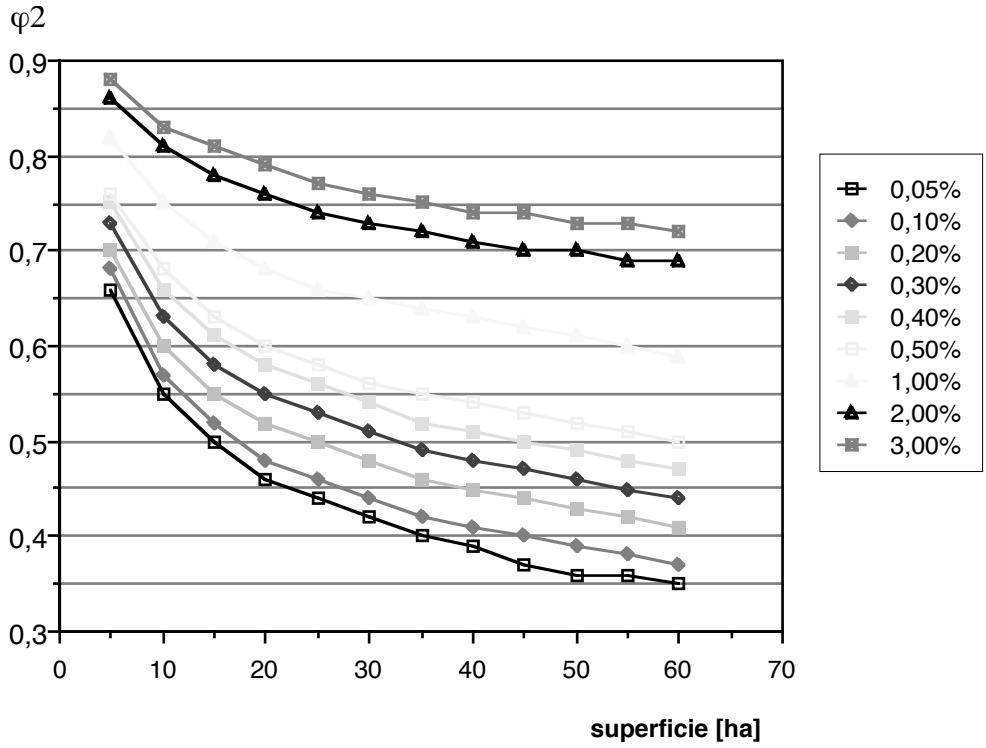


fig. 5 - Abaco del coefficiente di ritardo (Bürki modificato)

3.2.1.3 Il coefficiente di ritenuta φ_3

Minore importanza hanno gli altri due coefficienti riduttivi delle piogge, il primo di essi, cioè il φ_3 tiene conto della quantità di 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 è maggiormente presente nelle zone pianeggianti piuttosto che in quelle acclivi, così come è più importante dove le superfici sono irregolari.

E' estremamente difficile una sua quantizzazione, il progettista dovrà orientarsi granu salis tra i valori di 0.8 e 1.

3.2.1.4 Il coefficiente di uniformità φ_4

L'ultimo coefficiente, il φ_4, tiene conto del fatto che ben difficilmente le piogge sono distribuite uniformemente su tutto il bacino. Del resto anche a voler considerare tale

disuniformità, il più delle volte essa non è conosciuta, né tanto meno esiste oggi una riconosciuta valida legge che ci permetta di tenerne conto.

Sovente si ammette che φ_4 venga posto pari all'unità, scelta che 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 il caso di bacini molto grandi, quali quelli di bonifica, ai quali sovente le fognature sono paragonate, ed a volte a torto. 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.

3.2.1.5 Moderni metodi per la stima di φ

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

$$\varphi = \frac{h - V_i}{h} S_i^* + \frac{H^* \varphi_1 - V_p}{h} S_p^* \qquad (7)$$

dove:

- h = altezza di precipitazione [mm];
- V_i = volume delle depressioni presenti nella parte impermeabile del bacino [mm];
- V_p = volume delle depressioni presenti nella parte permeabile del bacino [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, valutata tramite la:

$$H^* = \frac{S_i + S_p}{S_p} h \quad [mm] \qquad (8)$$

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.

In aree fortemente urbanizzate la (7) può semplificarsi nella:

$$\varphi = S_i^* + \varphi_1 (1 - S_i^*) \qquad (9)$$

dove φ_1 è deducibile, come già visto, dai diagrammi sopra riportati relativi ad uno ietogramma sintetico di forma triangolare simmetrico[7], in base al tipo di bacino.

3.2.2 L'INTENSITÀ DI PRECIPITAZIONE

Con riferimento al concetto a base del metodo di corrivazione, la pioggia critica, vale a dire quella che dà il massimo di portata, ha una durata pari al tempo di corrivazione. E' 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 inferiore[8].

---

7 L'uso di un tale diagramma è più cautelativo di quello relativo ad altre forme, quale il rettangolare, ed è indubbiamente più aderente alla realtà.

8 Infatti solo se si fa riferimento a collettori fognari molto lunghi, ad esempio della lunghezza di 5 km e con velocità dell'acqua di 0.8 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 h,. Ad esso si aggiunga il tempo impiegato dall'acqua in percorsi superficiali prima di

Da anni è invalso l'uso di regolarizzare i dati relativi alle piogge intense, prima di addivenire alle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica del tipo

$$h = a\, t^{n} \qquad (4)$$

o del tipo

$$h = \frac{a\ t}{(t+c)^{n}} \qquad (10)$$

con la legge probabilistica di Gumbel.

La giustificazione della necessità di tale regolarizzazione sta nell'osservazione che, essendo tutte le usuali determinazioni della legge pioggia/durate basate sui massimi valori annuali di pioggia intensa di una data durata, è possibile che non siano stati presi in considerazione altri importanti valori perché verificatisi in un anno che è stato caratterizzato da un valore ancora più importante ma che, invece, sono più significativi di valori meno intensi, massimi di altri anni.

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

Nella tabella seguente sono riportate le piogge intense tratte dagli annali idrologici relativi alla stazione di San Salvo (CH), sita nel bacino del fiume Trigno.

Se ad esempio facciamo riferimento alle piogge di un'ora verificatesi nel 1968 ci accorgiamo di una pioggia di 54.6 mm.

Orbene è 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 di intensità, valori ben minori dei 35 o 40 mm (ve ne è una di 8 mm nel 1985).

Pertanto la logica della curva di caso critico va in difetto.

---

raggiungere la rete fognaria. Negli altri casi, avremo soventemente tempi inferiori all'ora, per i quali i dati scarseggiano.

Da ciò la necessità di un metodo di elaborazione che sebbene 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.

MASSIME PIOGGE ANNUALI

DURATA 1, 3, 6, 12 e 24 ORE

ANNO	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
1951	16,0	25,2	36,0	44,2	48,0
1952	24,0	28,4	28,6	31,0	38,8
1953	37,2	53,6	58,4	62,0	63,6
1954	33,0	42,0	45,0	66,4	120,4
1956	16,4	20,0	32,6	57,8	69,0
1957	17,0	32,8	58,8	78,2	95,2
1958	20,8	30,6	48,6	81,8	113,0
1959	17,8	29,0	39,4	47,8	55,6
1960	9,6	20,0	36,0	43,4	47,4
1961	17,4	19,4	28,8	39,8	64,8
1962	12,6	20,0	24,4	44,2	50,0
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	46,0	51,6
1966	20,0	26,0	26,2	28,0	36,2
1967	38,2	58,0	112,8	129,6	142,2
1968	54,6	72,8	83,4	85,0	85,0
1969	28,0	43,0	48,6	92,4	135,0
1970	40,2	86,0	89,2	93,6	152,6
1971	12,0	22,6	25,8	32,4	39,6
1972	21,5	30,6	30,6	34,6	68,8
1973	16,6	19,0	33,8	45,8	51,0
1974	31,0	32,4	32,4	46,0	58,2
1975	16,2	17,4	21,2	27,0	29,8
1976	15,6	18,0	23,8	32,6	52,0
1977	30,0	33,8	36,0	36,0	41,4
1980	30,0	70,0	90,0	97,6	106,0
1981	27,2	33,6	48,4	51,8	73,0
1982	10,0	21,0	21,0	25,0	38,0
1983	23,0	33,0	35,6	36,0	67,4
1984	26,0	28,0	35,2	36,6	47,0
1985	8,0	10,6	22,4	33,4	44,6

La legge probabilistica di Gumbel che si esprime con la:

$$P(h) = e^{-e^{-z}} \qquad (11)$$

dove:

$$z = \alpha\,(h - h_0) \qquad (12)$$

interpreta un tipo di distribuzione statistica detta proprio dei “valori estremi”, che ben si adatta al nostro caso e quindi ci permette di tenere conto della possibilità di dati significativi esistenti ma 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 (cioè di ciascuna durata) in ordine crescente. Nella tabella che segue è stata fatta questa operazione (dalla terza alla settima colonna), la prima colonna è un numero ordinale, mentre la seconda contiene le frequenze cumulate corrispondenti ai valori delle righe a latere.

i	freq. cum.	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1	0,03030	8,0	10,6	21,0	25,0	29,8
2	0,06061	9,6	17,4	21,2	27,0	36,2
3	0,09091	10,0	18,0	22,4	28,0	38,0
4	0,12121	12,0	19,0	23,8	31,0	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	20,0	26,2	33,4	44,6
8	0,24242	16,0	20,0	26,8	34,6	47,0
9	0,27273	16,2	20,0	28,6	36,0	47,4
10	0,30303	16,4	21,0	28,8	36,0	48,0
11	0,33333	16,6	22,6	30,6	36,6	50,0
12	0,36364	17,0	25,2	32,4	39,8	51,0
13	0,39394	17,4	26,0	32,6	43,4	51,6
14	0,42424	17,8	28,0	33,8	44,2	52,0
15	0,45455	20,0	28,4	35,2	44,2	55,6
16	0,48485	20,8	29,0	35,6	45,8	58,2
17	0,51515	21,5	30,6	36,0	46,0	58,8
18	0,54545	23,0	30,6	36,0	46,0	59,2
19	0,57576	24,0	32,4	36,0	47,6	63,6
20	0,60606	26,0	32,8	36,8	47,8	64,8
21	0,63636	27,2	33,0	39,4	51,8	67,4
22	0,66667	28,0	33,6	45,0	57,8	68,8
23	0,69697	29,6	33,8	48,4	58,8	69,0
24	0,72727	30,0	36,6	48,6	62,0	73,0
25	0,75758	30,0	42,0	48,6	66,4	85,0
26	0,78788	31,0	43,0	58,4	78,2	95,2
27	0,81818	33,0	49,6	58,8	81,8	106,0
28	0,84848	37,2	53,6	58,8	85,0	113,0
29	0,87879	38,2	58,0	83,4	92,4	120,4
30	0,90909	40,2	70,0	89,2	93,6	135,0
31	0,93939	43,4	72,8	90,0	97,6	142,2
32	0,96970	54,6	86,0	112,8	129,6	152,6

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

$$\text{f.c.} = \frac{i}{N+1} \qquad (13)$$

Cardine fondamentale di qualunque regolarizzazione di osservazioni (e quindi di frequenze osservate) con una legge probabilistica è il teorema dell'inferenza statistica, dovuto a D. BERNOUILLI[9], che asserisce la possibilità di confondere le frequenze cumulate con la funzione di probabilità quando il campione è sufficientemente grande.

Sotto tale ipotesi la (11) può scriversi come:

$$\text{f.c. } (h) \rightarrow P(h) = e^{-e^{-\alpha (h - h_0)}} \qquad (11')$$

dalla quale, passando ai logaritmi una prima volta:

$$\mathbf{ln}\,(\text{f.c.}(h)) \rightarrow \mathbf{ln}\,(P(h)) = -e^{-\alpha (h - h_0)} \qquad (11'')$$

Cambiando di segno e passando ai logaritmi una seconda volta:

$$\mathbf{ln}\,(-\mathbf{ln}\,(\text{f.c.}(h))) \rightarrow \mathbf{ln}\,(-\mathbf{ln}\,(P(h))) = -\alpha (h - h_0) \qquad (11''')$$

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

La tabella seguente riporta i valori del primo membro della (11''') nella seconda colonna, in relazione ai vari valori di h per le varie durate.

Riportando quindi i valori di tale 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 come quello di figura 6 che rappresenta il caso delle piogge di un'ora.

---

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

f.c.	ln(f.c.)	ln(-ln(f.c.))	1^h	3^h	6^h	12^h	24^h
0,03030	-3,49651	1,25176	8,0	10,6	21,0	25,0	29,8
0,06061	-2,80336	1,03082	9,6	17,4	21,2	27,0	36,2
0,09091	-2,39790	0,87459	10,0	18,0	22,4	28,0	38,0
0,12121	-2,11021	0,74679	12,0	19,0	23,8	31,0	38,8
0,15152	-1,88707	0,63503	12,6	19,2	24,4	32,4	39,6
0,18182	-1,70475	0,53342	13,8	19,4	25,8	32,6	41,4
0,21212	-1,55060	0,43864	15,6	20,0	26,2	33,4	44,6
0,24242	-1,41707	0,34859	16,0	20,0	26,8	34,6	47,0
0,27273	-1,29928	0,26181	16,2	20,0	28,6	36,0	47,4
0,30303	-1,19392	0,17724	16,4	21,0	28,8	36,0	48,0
0,33333	-1,09861	0,09405	16,6	22,6	30,6	36,6	50,0
0,36364	-1,01160	0,01153	17,0	25,2	32,4	39,8	51,0
0,39394	-0,93156	-0,07090	17,4	26,0	32,6	43,4	51,6
0,42424	-0,85745	-0,15379	17,8	28,0	33,8	44,2	52,0
0,45455	-0,78846	-0,23768	20,0	28,4	35,2	44,2	55,6
0,48485	-0,72392	-0,32308	20,8	29,0	35,6	45,8	58,2
0,51515	-0,66329	-0,41054	21,5	30,6	36,0	46,0	58,8
0,54545	-0,60614	-0,50065	23,0	30,6	36,0	46,0	59,2
0,57576	-0,55207	-0,59408	24,0	32,4	36,0	47,6	63,6
0,60606	-0,50078	-0,69160	26,0	32,8	36,8	47,8	64,8
0,63636	-0,45199	-0,79411	27,2	33,0	39,4	51,8	67,4
0,66667	-0,40547	-0,90272	28,0	33,6	45,0	57,8	68,8
0,69697	-0,36101	-1,01884	29,6	33,8	48,4	58,8	69,0
0,72727	-0,31845	-1,14428	30,0	36,6	48,6	62,0	73,0
0,75758	-0,27763	-1,28146	30,0	42,0	48,6	66,4	85,0
0,78788	-0,23841	-1,43376	31,0	43,0	58,4	78,2	95,2
0,81818	-0,20067	-1,60609	33,0	49,6	58,8	81,8	106,0
0,84848	-0,16430	-1,80604	37,2	53,6	58,8	85,0	113,0
0,87879	-0,12921	-2,04630	38,2	58,0	83,4	92,4	120,4
0,90909	-0,09531	-2,35062	40,2	70,0	89,2	93,6	135,0
0,93939	-0,06252	-2,77226	43,4	72,8	90,0	97,6	142,2
0,96970	-0,03077	-3,48116	54,6	86,0	112,8	129,6	152,6

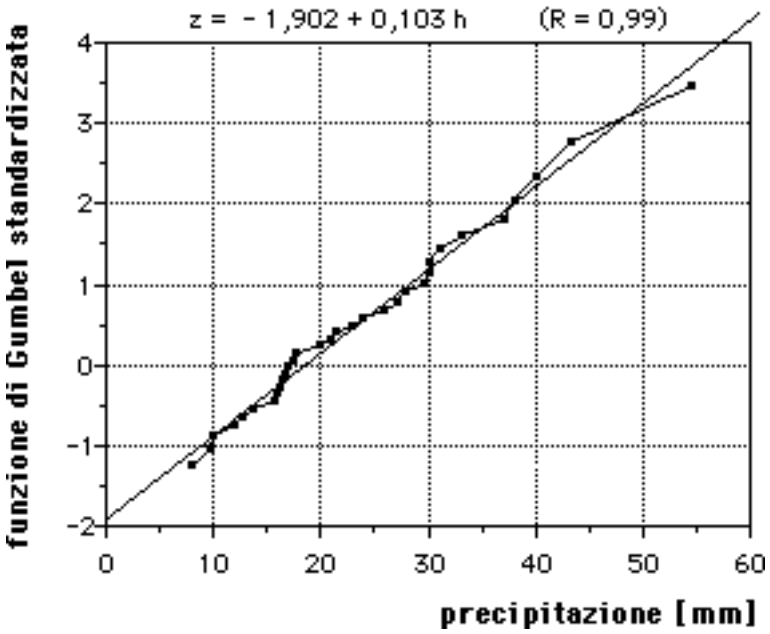


fig. 6 - Regolarizzazione delle piogge intense di un'ora con Gumbel.

Il grafico di cui sopra riporta anche l'equazione della retta che approssima i punti osservati. Sostituendo nella (11) avremo:

$$P(h) = e^{-e^{1.902-0.103h}} \qquad (*)$$

Allo 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 ricavano dalla (*) ed analoghe (o dai relativi grafici), per ciascun livello di rischio P(h), i cinque 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 (11) per h_0. Stabilito 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.

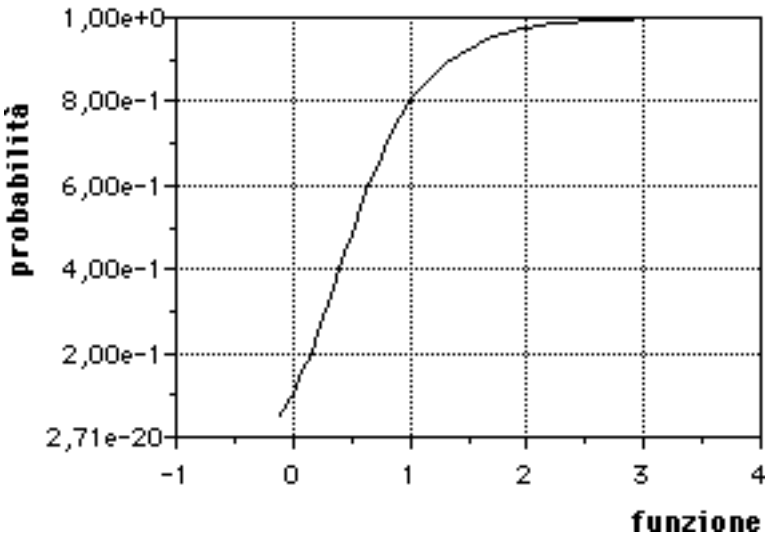


fig. 7 - Curva di Gumbel standardizzata

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

Infatti l'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:

$$T(z) = \frac{1}{1 - P(z)} \qquad (14)$$

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

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

T rappresenta un tempo detto **tempo di ritorno**.

I valori di h (cinque per ciascun tempo di ritorno) permettono poi, se opportunamente graficizzati, di pervenire alla (9) o alla (10).

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 in ore	$T_r = 20$ in anni	$T_r = 50$ in anni	$T_r = 100$ in anni
1	35,5	37,5	41,5
3	51,0	58,0	62,0
6	68,0	71,5	80,5
12	80,0	88,0	97,5
24	105,0	112,0	122,0

Con riferimento alla (9) avremo il grafico seguente, in scala bilogaritmica.

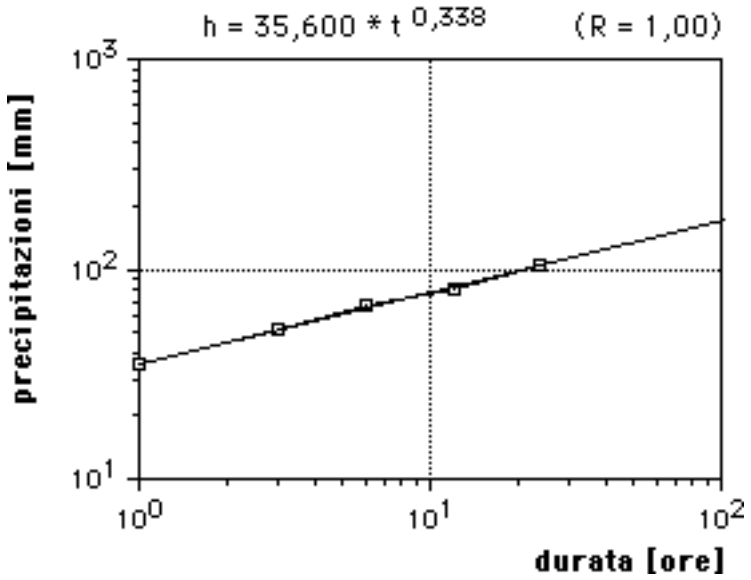


fig. 8 - Curva di Gumbel per Tr=20 anni. Stazione di S. Salvo.

Per ottenere la (10):

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

la procedura è più complessa. A facilitare il compito è la considerazione che dovrà essere[10]:

$$0 < c < 1$$

La figura seguente mostra l'andamento di una curva segnalatrice di possibilità pluviometrica a tre parametri nei dintorni di tempi di durata molto bassi. Il tratto indicato in fig. 14 come virtuale (compreso nel campo puntinato) non ha una rispondenza reale (è infatti impossibile avere altezze di pioggia e tempi inferiori allo zero) ma è utile per la determinazione dell'angolo α al fine della costruzione della curva di possibilità pluviometrica.

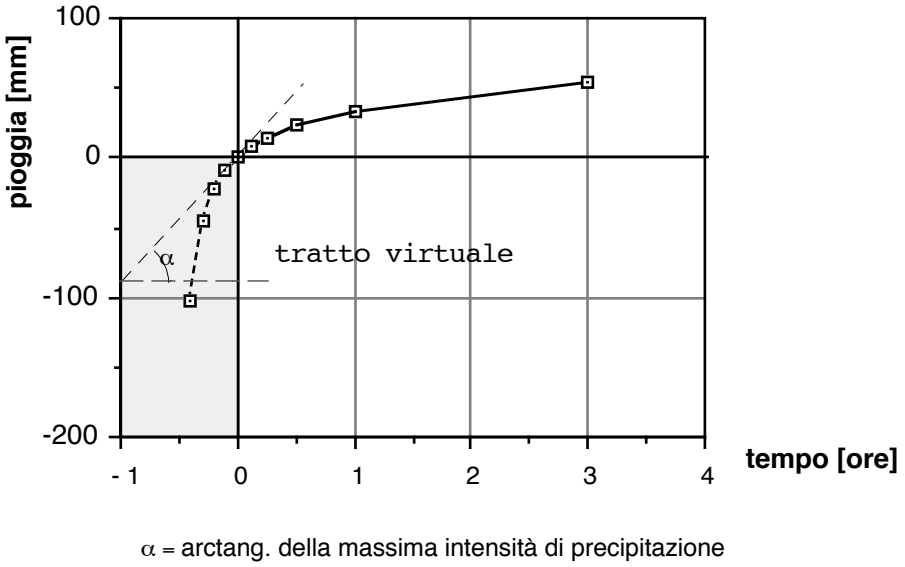


fig. 9 - Curva di possibilità pluviometrica a tre parametri, andamento intorno a t=0

Dalla (10) si può ricavare la:

$$i = \frac{h}{t} = \frac{a}{(t+c)^n} \qquad (15)$$

che è possibile linearizzare:

---

10 Infatti per $\frac{h}{t} \to 0$ avremo che $\frac{a}{c^n} > a$ ergo $c^n < 1$ ed essendo $n \in (0\ ,\ 1)$ segue l'asserto.

$$\ln(i) = \ln \frac{h}{t} = \ln (a) - n \ln (t+c) \qquad (16)$$

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 dell'ora, l'influenza di c è tanto marginale da essere ininfluente sulla (15).

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 ad a ed n anche c.

Alcuni Autori [Nanni], tenuto conto che spesso gli annali non sono di facile reperibilità, danno per le intensità di pioggia espressioni del tipo di quelle riportate sotto, valide rispettivamente per tempi di ritorno di 50, 25 e 10 anni:

$$i = 70\ T^{-0.6} \qquad T = 50$$

$$i = 50\ T^{-0.5} \qquad T = 25$$

$$i = 40\ T^{-0.4} \qquad T = 10$$

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

Una tale prassi non è consigliabile anche perché oggi esistono vari studi *regionali*[11] 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 idrologici, è del tutto ingiustificato il ricorso a valori generici come quelli appena sopra citati.

---

11 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 RAGGUAGLIO ALLA SUPERFICIE DEL BACINO

Allorquando abbiamo trattato di φ_4, si è detto che della disuniformità delle piogge sul bacino drenato si poteva tener conto in modo diverso, rimandando tale modo 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 della (4), rispettivamente con:

$$a_A = a\left[1 - 0.084\frac{A}{100} + \left(\frac{A}{100}\right)^2\right]$$
$$n_A = n + 0.014\frac{A}{100} \qquad (17)$$

(A in ettari) cioè in pratica di sostituire la (4) con la:

$$h_A = a_A\, t^{n_A} \qquad (4')$$

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

Altri studiosi (MARCHETTI, 1963) hanno proposto coefficienti analoghi ai (17) ma finalizzati alle fognature;

$$a_A = a\left[1 - 0.06\left(\frac{A}{100}\right)^{0.4}\right]$$
$$n_A = n + 0.003\left(\frac{A}{100}\right)^{0.6} \qquad (18)$$

(con A ancora in ettari).

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

Ben diversa è la situazione in caso di bonifiche dove l'estensione superficiale è enormemente maggiore a quella dei grandi bacini di drenaggio urbano.

All'uopo giova ricordare che le (18) sono state ricavate sulla base di osservazioni di COLUMBO (1960) relative alla rete fognaria di Milano.

Esse sembrano peraltro non applicabili a 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 sovente 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. Inoltre si ammette di solito che possano verificarsi disfunzioni una o due volte durante il loro 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 detta sezione fognaria con le formule del moto uniforme.

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

Sulla base di 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 cosiddetto 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:

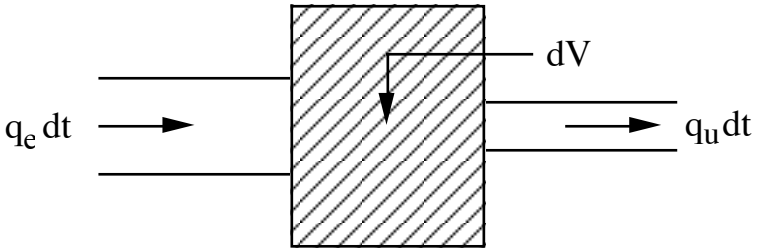


fig. 10 - Schema dell'equazione di continuità

$$q_e\,dt - q_u\,dt = dV \qquad (19)$$

dove:

q_e indica le portate entranti (affluenti) nella rete fognaria;

q_u indica le portate uscenti dall'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 [12], pertanto occorrerà esplicitare la (19) in **q_u**.

---

12 Dire che la q_u deve transitare con un certo margine, significa ammettere che tra la portata massima che dai calcoli risulta dover sollecitare la fogna e quella massima che di fatto è in grado di

Si pongono dunque due problemi:

- valutare le $\mathbf{q_e}$
- valutare la legge **V=V(t)**

3.3.1.1 Valutazione di q_e

Le portate entranti $\mathbf{q_e}$ 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:

$$q_e = q_{e,o} = A * i * \varphi \qquad (20)$$

dove:

A è l'area del bacino drenato, nell'ipotesi predetta che piova su tutto il bacino uniformemente;

i è l'intensità di pioggia, costante nel tempo e nello spazio;

φ è un coefficiente di riduzione delle piogge, pari al rapporto tra il volume di pioggia transitato nella sezione terminale del collettore durante l'evento piovoso ed il volume piovuto.

Dopo la pioggia le portate entranti seguiranno, ovviamente, una legge di esaurimento rappresentata dall'equazione:

$$q_e = q_{e,o} * e^{-\alpha t} \qquad (21)$$

Tale espressione è stata riportata solo per completezza di esposizione ma usualmente non viene poi adoperata nel metodo dell'invaso applicato alle fognature[13].

---

transitare da quello speco, nelle condizioni di pendenza, diametro e scabrezza fissati, sussiste un rapporto del tipo 1/u, dove u è un coefficiente di sicurezza. Su tale argomento torneremo più in dettaglio nel seguito allorquando si tratterà il metodo probabilistico.

13 Di fatto il metodo dell'invaso ebbe origine non per le fognature, per le quali è parere dell'autore che esso non trovi giustificazione se non che per grandi opere in zone pianeggianti dove di fatto l'influenza dell'invaso è notevole, ma per le bonifiche.

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 , e di lunghezza **L**, detto **V** il volume d'acqua che può essere contenuto nel detto tratto, ovviamente avremo:

$$V = \Omega * L \tag{22}$$

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:

$$v = \omega * L \tag{23}$$

ne segue che:

$$\frac{\mathbf{v}}{\mathbf{V}} = \frac{\omega}{\Omega} \tag{24}$$

da cui

$$\mathbf{v} = \frac{\mathbf{V}}{\Omega}\omega \tag{25}$$

e quindi:

$$\mathbf{dv} = \frac{\mathbf{V}}{\Omega}\,\mathbf{d}\omega \tag{26}$$

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 $\mathbf{q_u}$. A tal fine si ricorre all'equazione del moto uniforme[14]. Delle varie possibili utilizziamo qui l'espressione di MANNING nella formulazione di STRICKLER (l'uso di altre formule non cambierebbe nulla) cioè:

$$q_u = \omega\, K\, R_m^{\,2/3}\, j^{1/2} \tag{27}$$

---

14 In tal caso si ammette che il moto idraulico nelle fogne sia, ancorché vario, approssimabile a quello uniforme.

Si esegua ora il rapporto $\frac{q_u}{Q}$, intendendo con **Q** la portata del collettore fognario a sezione piena.

Dopo aver tenuto conto che:

$$R_m = \frac{\omega}{C_b} \tag{28}$$

e posto:

$$\beta = \frac{K}{C_b^{2/3}} \tag{29}$$

indicando con $\mathbf{C_b}$ il contorno bagnato, avremo dunque:

$$q_u = \beta\, \omega^{5/3}\, j^{1/2} \tag{30}$$

e quindi che:

$$\frac{q_u}{Q} = \frac{\omega^{5/3}}{\Omega^{5/3}} \tag{31}$$

In prima approssimazione si suole ammettere che l'esponente 5/3 possa confondersi con l'unità[15], pertanto si avrà:

$$\frac{q_u}{Q} = \frac{\omega}{\Omega} \tag{32}$$

da cui, differenziando:

---

15 Tale approssimazione viene usualmente ammessa per le fogne ma non per le reti di bonifica, dove essa, sebbene tali opere abbiano comportamento idraulico analogo, non risulta accettabile, date le ben maggiori dimensioni degli spechi. Lo stesso Fantoli, d'altronde, propose l'adozione di un coefficiente moltiplicativo, correttivo della (32), che indicò con m e per esso propose l'espressione:

$$m = 1 + \frac{C}{(\varepsilon - 1.05)}$$

indicando in C = 0.025 il valore numerico di tale variabile nel caso di spechi di sezione del tipo di quella adottata per Milano.

$$dq_u = \frac{Q}{\Omega} d\omega \tag{33}$$

e sostituendo nella (26) avremo:

$$dv = \frac{V}{Q} dq_u \tag{34}$$

che risolve il secondo problema postoci.

3.3.1.3 Integrazione dell'equazione di continuità

Sostituendo ora la (34) e la (20) nella (19) avremo:

$$(A * i * \varphi - q_u)\, dt = \frac{V}{Q} dq_u \tag{35}$$

e dividendo per **Q** si avrà:

$$\frac{A * i * \varphi}{Q} - \frac{q_u}{Q} = \frac{V}{Q} \frac{d}{dt}\left(\frac{q_u}{Q}\right) \tag{36}$$

Si ponga ora:

$$\varepsilon = \frac{\varphi\ i\ A}{Q} \tag{37}$$

e, dopo aver sostituito la (37) nella (36), avremo:

$$\varepsilon - \frac{q_u}{Q} = \frac{V}{Q} \frac{d}{dt}\left(\frac{q_u}{Q}\right) \tag{38}$$

separando le variabili, otterremo:

$$dt = \frac{V}{Q} \frac{d\left(\frac{q_u}{Q}\right)}{\left(\varepsilon - \frac{q_u}{Q}\right)} \tag{39}$$

che integrata dà la:

$$t = -\frac{V}{Q} \left[\ln\left(\varepsilon - \frac{q_u}{Q}\right)\right]_0^t \tag{40}$$

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

$$t = \frac{V}{Q} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - \frac{q_u}{Q}} \qquad (41)$$

da cui segue che il tempo di riempimento $\mathbf{t_r}$ (q_u=Q) sarà dato dalla:

$$t_r = \frac{V}{Q} \ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \qquad (42)$$

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 (26) 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 $\mathbf{t_p}$ sia inferiore o pari al tempo di riempimento delle fogne $\mathbf{t_r}$, cioè nel caso sia verificata la:

$$t_p \leq t_r \qquad (43)$$

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

$$t_p > t_r \qquad (44)$$

Una tale verifica, ancorché utile, non è di certo comoda nella fase progettuale, in quanto costringe il progettista a numerose operazioni per giungere ad un dimensionamento solo per successive approssimazioni. Tali operazioni, già nel caso di una rete con non moltissimi rami, possono risultare, anche in epoca di computer, estremamente laboriose. Da qui il proliferare di studi sull'argomento tendenti a renderlo progettuale e, ove possibile, a semplificarlo.

3.3.2 IL METODO DEL PUPPINI

La prima modifica in senso progettuale del metodo sopra esposto la si deve al PUPPINI che introdusse nella (20) la classica espressione della curva segnalatrice di possibilità climatica:

$$i = a\, t^{n-1} \tag{45}$$

nonché impose che il dimensionamento di progetto corrispondesse alla condizione:

$$t_p = t_r \tag{46}$$

Per imporre tale condizione, indicato con ε' il valore critico di ε, dovrà essere, dalla (37)

$$t_r = \left[\frac{\varepsilon' Q}{\varphi a A}\right]^{\frac{1}{1-n}} \tag{47}$$

e confrontando la (47) con la (42) segue:

$$\left[\frac{\varepsilon'^{\frac{1}{1-n}}\, Q^{\frac{1}{1-n}}}{(\varphi a A)^{\frac{1}{1-n}}}\right] = \frac{V}{Q} \ln \frac{\varepsilon'}{\varepsilon' - 1} \tag{48}$$

da cui:

$$V = \frac{\varepsilon'^{\frac{1}{n-1}}}{\ln \frac{\varepsilon'}{\varepsilon'-1}} \frac{Q^{\frac{n}{n-1}}}{(\varphi\ a\ A)^{\frac{1}{n-1}}} \tag{49}$$

Introducendo ora due nuove variabili:

w invaso specifico, cioè:

$$w = \frac{V}{A} \tag{50}$$

quindi disponibilità di invaso per unità di superficie da drenare;

u coefficiente udometrico[16] pari a:

---

16 Il termine viene dal latino udus e dal greco metro e vuol dire misura dell'umidità.

$$u = \frac{Q}{A} \tag{51}$$

dividendo la (49) per **A**, si ottiene:

$$w = f(n) \frac{u^{\frac{n}{n-1}}}{(\varphi\ a)^{\frac{1}{n-1}}} \tag{52}$$

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

$$u^{\frac{n}{n-1}} = f_1(n) \frac{(\varphi\ a)^{\frac{1}{n-1}}}{w^{-1}} \tag{53}$$

dove **$f_1(n)$** è una funzione di **n**, cioè dell'esponente della curva segnalatrice di possibilità climatica, e successivamente alla:

$$u = f_2(n) \frac{(\varphi\ a)^n}{w^{\frac{1-n}{n}}} \tag{54}$$

dove

$$f_2(n) = f_1(n)^{\frac{n-1}{n}} = f(n)^{\frac{1-n}{n}} = \left(\frac{\varepsilon'^{\frac{1}{n-1}}}{\ln \frac{\varepsilon'}{\varepsilon'-1}} \right)^{\frac{1-n}{n}} \tag{55}$$

La funzione **$f_2(n)$** 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:

$$f_2(n) = 2168 * n \tag{55'}$$

che diventa:

$$f_2(n) = 2058 * n \qquad (55'')$$

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 su secondi elevati a -n)

si ha:

$$f_2(n) = 0.78 * n \qquad (55''')$$

In questo 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 l'applicazione della (41), pertanto:

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

A titolo esemplificativo il coefficiente a = 50 della:

$$h = 50\ t^{0.5} \qquad [mm]$$

diventa:

$$a = \frac{50}{(1000*3600^{0.5})} = 0.00083 \qquad [m]$$

3.3.3 IL METODO DEL SUPINO

Se nella (41) poniamo:

$$q_u = Q \qquad (57)$$

avremo la:

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

da cui:

$$V = \frac{Q\ T_r}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1}} \tag{59}$$

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

$$\frac{dV}{dT_r} = 0 \tag{60}$$

ne segue, tenuto conto che:

$$\varepsilon = (\varphi\ i\ A\ Q) = \frac{\varphi\ a\ T_r^{(n-1)}\ A}{Q} \tag{61}$$

la:

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

dunque:

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

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:

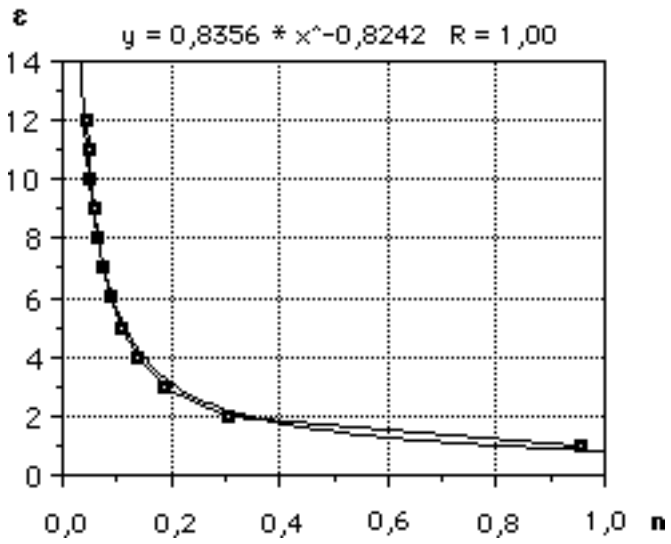


fig.11 - Relazione tra ε ed n

nonché la seguente espressione approssimata[17]:

$$\varepsilon = 3.93 - 8.21\ n + 6.26\ n^2 \qquad (63')$$

valida per:

$$0.25 < n < 0.7$$

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

$$V = \frac{Q}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}} * \left(\frac{\varepsilon\ Q}{\varphi\ a\ A} \right)^{\frac{1}{n-1}} \qquad (64)$$

---

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

$$\varepsilon = 0.8356\ n^{-0.8242} \qquad (63'')$$

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

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:

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

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 tre tabelle corrispondenti ai seguenti tre valori di invaso specifico: w = 20, 30 e 40 m^3/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 (per un dato tempo di ritorno) [mm/h]

A area del bacino (in range) [ha]

φ_1 coefficiente di infiltrazione

L'espressione sopra e le tabelle dei valori di φ_2 valgono per esponenti n della curva delle piogge compresi fra 0.4 e 0.6. Tuttavia qualsiasi pioggia si può fare rientrare in tale categoria accomodando il coefficiente a dell'equazione

$$h = a\, t^{n}$$

sino a far risultare

$$0.4 < n < 0.6$$

Tabella di De Martino relativa a w = 20 [m^3/s]

		A=1÷5			A=5÷15			A=15÷30		
		φ_1			φ_1			φ_1		
pendenza s_b	i mm/h	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	0,7
0,0005	50	0,47	0,52	0,55	0,44	0,48	0,52	0,42	0,45	0,48
	100	0,52	0,57	0,60	0,49	0,53	0,56	0,45	0,48	0,52
	150	0,57	0,63	0,66	0,52	0,57	0,60	0,47	0,50	0,53
	200	0,63	0,69	0,74	0,55	0,60	0,63	0,48	0,51	0,54
0,0010	50	0,48	0,52	0,56	0,45	0,50	0,54	0,43	0,47	0,51
	100	0,53	0,59	0,63	0,49	0,55	0,59	0,46	0,51	0,55
	150	0,59	0,66	0,72	0,53	0,60	0,64	0,48	0,53	0,58
	200	0,65	0,74	0,81	0,58	0,66	0,70	0,50	0,56	0,61
0,0050	50	0,50	0,55	0,60	0,49	0,55	0,58	0,46	0,51	0,57
	100	0,56	0,64	0,69	0,53	0,60	0,65	0,49	0,56	0,61
	150	0,66	0,75	0,80	0,60	0,68	0,73	0,54	0,62	0,67
	200	0,77	0,89	0,94	0,68	0,78	0,83	0,60	0,70	0,75
0,0100	50	0,51	0,56	0,62	0,50	0,56	0,60	0,47	0,53	0,59
	100	0,57	0,66	0,70	0,55	0,62	0,67	0,51	0,58	0,63
	150	0,68	0,79	0,84	0,63	0,72	0,78	0,57	0,66	0,70
	200	0,81	0,96	1,03	0,73	0,84	0,91	0,64	0,75	0,81
0,0500	50	0,52	0,58	0,65	0,51	0,57	0,63	0,48	0,55	0,61
	100	0,60	0,68	0,74	0,57	0,65	0,71	0,53	0,61	0,67
	150	0,71	0,85	0,92	0,66	0,79	0,87	0,61	0,72	0,80
	200	0,86	1,09	1,23	0,79	0,98	1,12	0,72	0,86	1,00

Tabella di De Martino relativa a w = 30 [m^3/s]

		A=1÷5			A=5÷15			A=15÷30		
		φ_1			φ_1			φ_1		
pendenza s_b	i mm/h	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	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	0,63	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	0,61	0,49	0,56	0,61	0,45	0,53	0,57
	150	0,58	0,69	0,75	0,54	0,63	0,70	0,50	0,59	0,64
	200	0,68	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	0,60	0,72	0,78	0,57	0,67	0,73	0,52	0,62	0,67
	200	0,71	0,87	0,96	0,65	0,81	0,87	0,59	0,71	0,78
0,0500	50	0,46	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	0,63	0,76	0,84	0,59	0,71	0,79	0,54	0,67	0,73
	200	0,75	0,95	1,08	0,70	0,87	0,98	0,63	0,80	0,89

Tabella di De Martino relativa a w = 40 [m^3/s]

		A=1÷5			A=5÷15			A=15÷30		
		φ_1			φ_1			φ_1		
pendenza s_b	i mm/h	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	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	0,52	0,57	0,44	0,49	0,53	0,41	0,46	0,50
	150	0,52	0,61	0,64	0,48	0,54	0,58	0,44	0,50	0,53
	200	0,57	0,71	0,74	0,52	0,60	0,64	0,46	0,53	0,56
0,0050	50	0,42	0,47	0,52	0,42	0,46	0,51	0,40	0,43	0,49
	100	0,47	0,54	0,60	0,46	0,53	0,58	0,43	0,50	0,54
	150	0,54	0,64	0,70	0,51	0,60	0,66	0,47	0,56	0,61
	200	0,62	0,75	0,84	0,56	0,69	0,75	0,50	0,62	0,69
0,0100	50	0,43	0,48	0,53	0,43	0,47	0,52	0,41	0,44	0,50
	100	0,48	0,56	0,61	0,47	0,54	0,59	0,45	0,51	0,56
	150	0,55	0,66	0,73	0,53	0,63	0,69	0,49	0,59	0,63
	200	0,64	0,79	0,89	0,59	0,73	0,80	0,55	0,65	0,72
0,0500	50	0,44	0,49	0,54	0,44	0,48	0,53	0,42	0,45	0,51
	100	0,49	0,57	0,63	0,49	0,56	0,61	0,46	0,53	0,57
	150	0,57	0,70	0,78	0,55	0,67	0,74	0,51	0,62	0,68
	200	0,67	0,86	0,99	0,63	0,80	0,90	0,57	0,73	0,82

3.4 METODO DEL CAQUOT

Il modello di CAQUOT (1940) si basa sull'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:

$$\frac{1}{6}\varphi_4 \, h \, A \, \varphi_{(1\div3)} = [\delta \, (t_1 + t_2) + \beta \, t_p] \, Q_p \qquad (66)$$

dove :

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

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

A	è in ettari	[ha]
h	in millimetri	[mm]
t_1, t_2, t_p	in minuti	[min]
Q_p	in metri cubi al secondo	[m^3/s]

Il membro di destra della (66) rappresenta il volume di pioggia pervenuto alla rete idrografica valutato a partire dalle piogge verificatesi, tenuto conto che $\varphi_4 h$ rappresenta la pioggia media sul bacino (in mm) che moltiplicata per A è il volume piovuto (in mm∗ha = 10^{-1} m^3). Tale prodotto a sua volta moltiplicato per $\varphi_{(1\div3)}$ (coefficiente di riduzione) dà appunto, il volume di cui sopra.

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

portata transitante + portata immagazzinata nella rete

come del resto è ovvio dai simboli già spiegati in precedenza. Tale volume è espresso in $60 * m^3$.

E' ancora da precisare il significato di t_1, t_2, t_p nonché di $\varphi_{(1\div3)}$, β e δ:

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

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

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

$\varphi_{(1\div3)}$ è il prodotto dei coefficienti φ_1 e φ_3 già a suo tempo definiti;

δ è un coefficiente che, in qualche modo, è espressione del fenomeno dell'invaso. Invero tiene conto del volume che si immagazzina fintanto che l'acqua precipitata sul bacino raggiunga quel tirante che è 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:

$$Q_p = \frac{\frac{1}{6}\varphi_4\ h\ A\ \varphi_{(1\div3)}}{[\delta t_c+\beta t_c]} \qquad (67)$$

e dunque:

$$Q_p = \frac{\varphi_4\ \varphi_{(1\div3)}\ A}{6\ (\delta+\beta)}\ \frac{h}{t_c} \qquad (67')$$

da cui, posto:

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

e

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

segue la:

$$Q_p = k\ \varphi_{(1\div3)}\ A\ \bar{i} \qquad (70)$$

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:

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

e inoltre che la legge di distribuzione spaziale è esprimibile con la:

$$\varphi_4 = A^{-\zeta} \tag{72}$$

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

Il Caquot ha formulato per t_c la seguente espressione:

$$t_c = \mu(E)\, s^c\, A^d\, Q_p^f \tag{73}$$

dove:

s è la pendenza media della rete scolante[18];

E è un fattore di forma del bacino definito dalla:

$$E = \frac{L}{\sqrt{A}} \tag{74}$$

L è 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:

$$Q_p = \left(\frac{a\,\mu^n}{6\,(\delta+\beta)}\right)^{\left(\frac{1}{1-nf}\right)} \mathbf{s}^{\frac{nc}{1-nf}}\; \varphi_{(1\div3)}^{\left(\frac{1}{1-nf}\right)}\; \mathbf{A}^{\frac{nd+1-\zeta}{1-nf}} \tag{75}$$

dunque tramite opportune posizioni si perviene alla:

---

18 s assume il seguente significato:

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

$$Q_p = \mathbf{K}\,(t_r,E)\,\mathbf{s}^{u(t_r)}\,\varphi_{(1\div3)}^{v(t_r)}\,\mathbf{A}^{w(t_r)} \qquad (76)$$

Si può ipotizzare che per un dominio sufficientemente piccolo delle variabili A, s, $\varphi_{(1\div3)}$, E, t_r sia possibile trovare una combinazione unica dei nove parametri a, n, c, d, μ, ζ, β, δ.

Il dominio di variabiltà sarà:

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

$$0.002 \le s \le 0.05$$

$$0.2 \le \varphi_{(1\div3)} \le 1$$

$$E = 2$$

Per tale dominio avremo:

d = 0.51	μ = 0.50
f = -0.29	$\beta+\delta$ = 1.10
c = -0.41	ξ = 0.05

mentre a ed n sono i classici coefficienti della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica[19].

E' ancora da precisare che per E ≠ 2 si può adottare la:

$$Q_p\,(E,t_r) = \frac{Q_p\,(t_r,2)}{\xi\,(E,t_r)} \qquad (77)$$

dove:

---

19 Ovviamente una formula a tre parametri della curva di possibilità pluviometrica è sempre più precisa ma rende il metodo non esplicito.

$$\xi\,(E,t_r) = \left(\frac{E}{2}\right)^{0.7n} \qquad (78)$$

Capitolo 4

IDRAULICA DELLE CONDOTTE FOGNARIE

4.1 CALCOLO IDRAULICO

Come è 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 è 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 più disparate, ma in quanto segue faremo riferimento solo a sezioni circolari od ovoidali che, nell'ordine, sono quelle attualmente più adottate.

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

Qualunque 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.

In 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:

- è necessario che nello spazio non occupato dall'acqua possano trovare alloggiamento gli immissari secondari, evitando che si verifichino fenomeni di rigurgito;

- è necessaria 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 è di certo un moto idraulicamente uniforme, infatti poiché la portata è una funzione del tempo, in generale il moto sarà vario.

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

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

con ovvio significato dei simboli.

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

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

dove:

h è l'altezza dell'acqua misurata dal fondo del canale;

j rappresenta la perdita di carico idraulico per unità di ascissa curvilinea;

s è 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 dove:

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

pertanto la (2) diventa:

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

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:

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

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

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

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

oppure la:

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

Nella prima il coefficiente χ dipende dal raggio medio R_m e quindi non è monomia.

Come è noto per χ possono adottarsi le espressioni di Kutter e di Bazin, rispettivamente:

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

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

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 STRICKLER[1], della (5) è funzione della scabrezza delle pareti ed anch'esso è riportato sui manuali.

TABELLA
Condizioni di scabrezza delle pareti

TIPO DI TUBO	Variabilità		Uso nei progetti	
	Da	A	Da	A
Tubo di ferro nuovo non ricoperto	0,011	0,015	0,013	0,015
Tubo di ferro nuovo ricoperto	0,010	0,014	0,012	0,014
Tubo di ferro usato con tubercolizzazioni e corroso	0,015	0,035		
Tubo in acciaio chiodato	0,013	0,017	0,015	0,017
Tubo saldato	0,010	0,013	0,012	0,013
Tubo in ferro galvanizzato	0,012	0,017	0,015	0,017
Tubo in calcestruzzo	0,010	0,017		
Tubo in calcestruzzo con giunti			0,016	0,017
Tubo in calcestruzzo, "dray mix", forma scabra			0,015	0,016
Tubo in calcestruzzo, "wet mix", forma d'acciaio			0,012	0,014
Tubo in calcestruzzo, molto liscio			0,011	0,012
Tubo per fognatura vetrificato	0,010	0,017	0,013	0,015
Tubo in GRES	0,011	0,017	0,012	0,014

---

1 Il Manning nella (5) aveva posto

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

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

Tubo in acciaio rivestito	0,009	0,010		

Nella tabella precedente sono riportati i valori più consueti del citato coefficiente K riguardanti i materiali di più largo impiego.

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

$$j = \frac{\lambda}{4 * R_m} \frac{V^2}{2\ g} \tag{8}$$

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

Non si condivide tuttavia tale impostazione, non perché sbagliata ma perché, oltre a portare 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 è già detto che faremo riferimento, dapprima, a sezioni circolari, orbene per queste avremo:

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

nonché:

$$C_b = D\ (\pi - \alpha) \tag{10}$$

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

con ovvio significato dei simboli.

Dalle (9), (10) e (11) è 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.

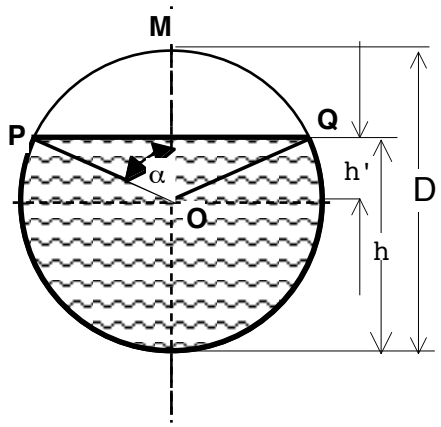
Questa osservazione è stata molto comoda nel passato (e lo è tuttora) in quanto ci permette di eseguire i calcoli per la sezione piena e poi trasportarli a quella parzializzata con facilità.

Infatti con riferimento alla fig. 1, tenuto conto che:

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

risulta che:

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



l'area della sezione parzializzata può essere calcolata come differenza tra l'area totale della sezione stessa e l'area ottenuta dalla differenza tra l'area del settore circolare superiore OPMQ ed il triangolo isoscele OPQ. In questo modo l'espressione dell'area della sezione parzializzata risulta essere espressa dalla formula (12)

fig. 1 - Sezione circolare

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

da cui deriva la (9).

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

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

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

ed analogamente:

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

Dalla precedente considerazione è 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:

$$r_V = \frac{V}{V^*} \tag{15}$$

$$r_Q = \frac{Q}{Q^*} \tag{16}$$

$$r_h = \frac{h}{D} \tag{17}$$

nonché:

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

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

dunque avremo:

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

$$r_Q = \frac{Q}{Q^*} = \frac{\omega K\ R_m^{\frac{2}{3}}\ s^{\frac{1}{2}}}{\frac{\pi\ D^2}{4}\ K\ \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}}\ s^{\frac{1}{2}}} \tag{21}$$

che semplificando diventano:

$$r_V = \frac{R_m^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}}} \tag{20'}$$

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

Sostituendo le (11) e le (9) nelle (20') e (21') si ottengono

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

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

che semplificate diventano:

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

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

Dalle precedenti è 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 è il grafico relativo, appunto alla sezione circolare, dove in funzione di r_h (in ordinata) sono riportati in ascissa i valori di r_Q e r_V.

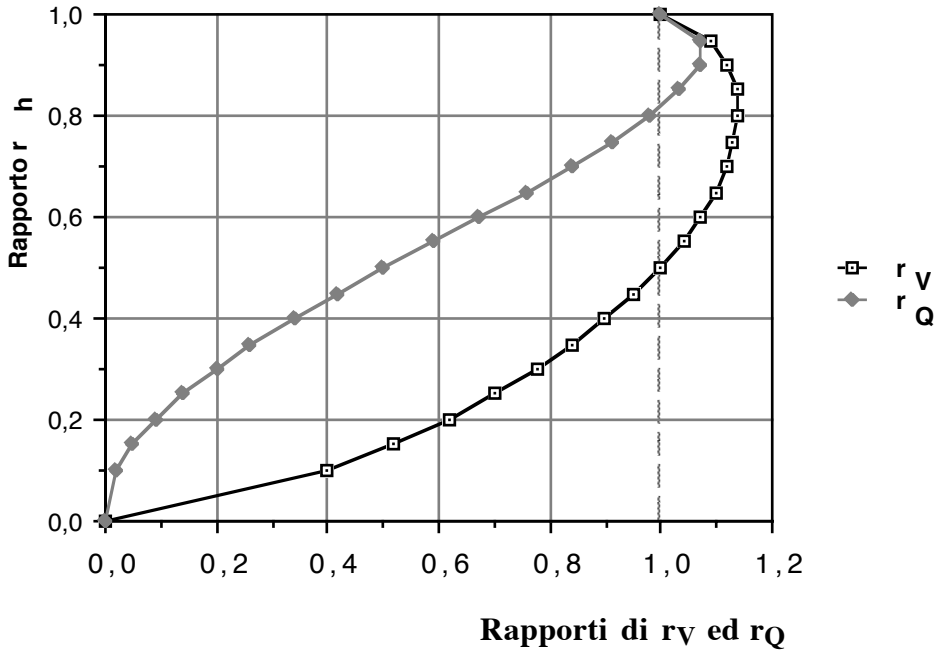


fig.2 - Relazione tra i rapporti r_V, r_Q e r_h in sezione circolare

Analogamente possono essere redatti grafici 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 (punto A).

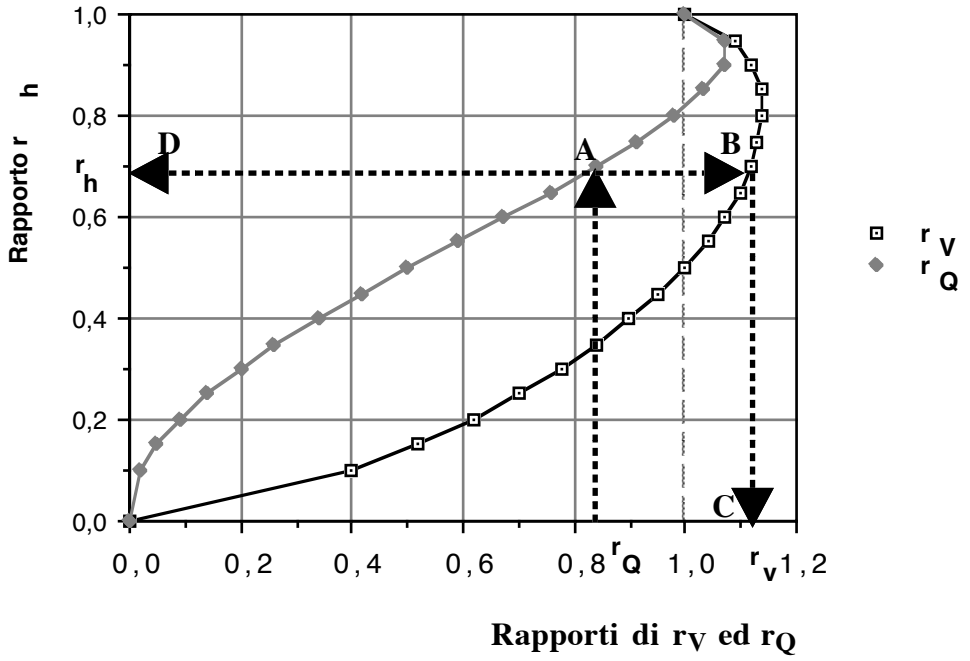


fig. 3 - Individuazione dei rapporti r_V, r_Q e r_h in sezione circolare

Quindi tracciando l'orizzontale da tale punto si legge sull'asse delle ordinate il valore di r_h (punto D) e, successivamente sempre lungo la stessa orizzontale, si individua il punto di intersezione della stessa con la curva dei valori di r_V (punto B). Tracciando da tale punto la verticale si ottiene dunque r_V (punto C).

Ottenuti r_h ed r_V moltiplicandoli rispettivamente per D e per V* si ottengono i valori di 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 verifiche consta indubbiamente nella:

$$Q_s \leq \nu\, Q_r \qquad (22)$$

dove:

Q_s è la portata da trasportare;

Q_r è la portata che la condotta è capace di trasportare;

ν è un coefficiente di sicurezza.

Invero tale condizione è automaticamente imposta quando in sede di predimensionamento si è fissato il diametro e, nota la pendenza e la scabrezza della condotta, si calcola la Q_r assunta pari alla portata trasportabile a sezione piena[2]. In genere si assume $\nu = 1$, anche se personalmente si dissente da questa scelta che, per i motivi che verranno esposti nel seguito[3], non risulta oculata.

Le ulteriori operazioni di verifica consistono nell'accertarsi:

1 che:

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

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 sovradimensionamento;

2 che la velocità V sia contenuta entro valori accettabili.
Non esiste in proposito in Italia a tutt'oggi 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 portano ad erosione della condotta fognaria e quindi a diminuirne la durata; di contro velocità eccessivamente basse comportano tempi di percorso nella fognatura lunghi e la possibilità di instaurarsi di fenomeni di trasformazione anaerobica della sostanza organica i quali, essendo irreversibili, inficerebbero l'instaurarsi dei processi aerobici nei depuratori.

Quanto fatto per la costruzione del grafico di fig. 3 può essere ripetuto per la costruzione del grafico di fig. 5 relativamente alla sezione ovoidale, mantenendo la stessa simbologia: $r_V = \frac{V}{V^*}$ ed $r_Q = \frac{Q}{Q^*}$, con V* e Q* che rappresentano rispettivamente la velocità e la portata nel caso di sezione piena.

---

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

3 Vedi paragrafo relativo ai metodi probabilistici.

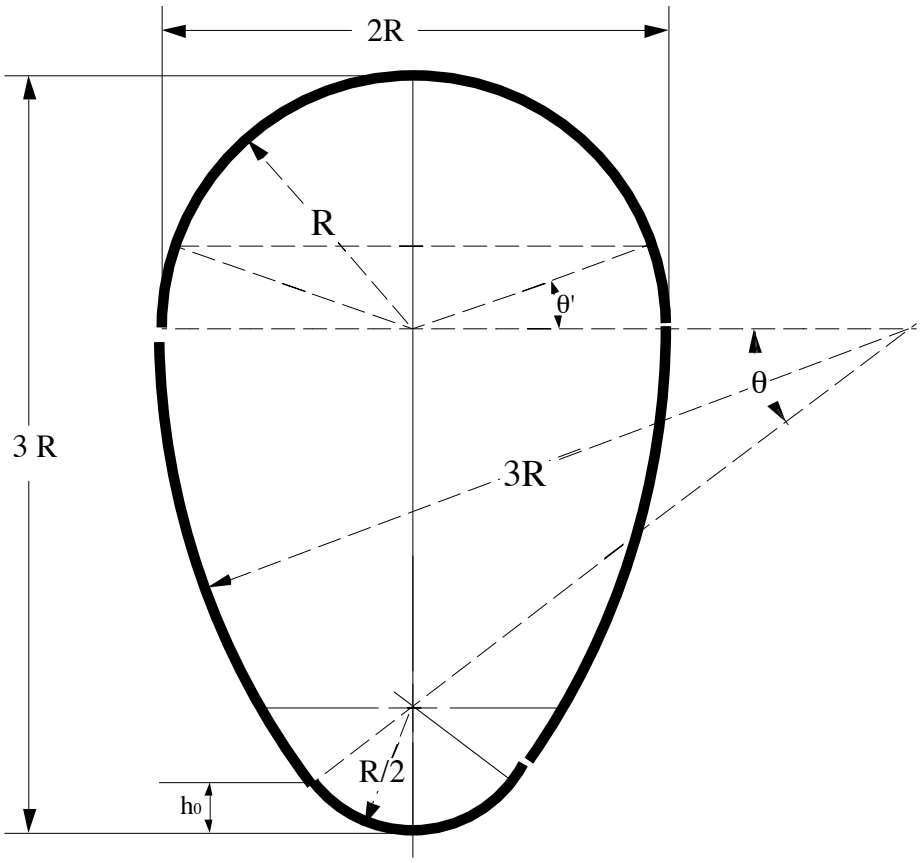


fig. 4 - Sezione ovoidale

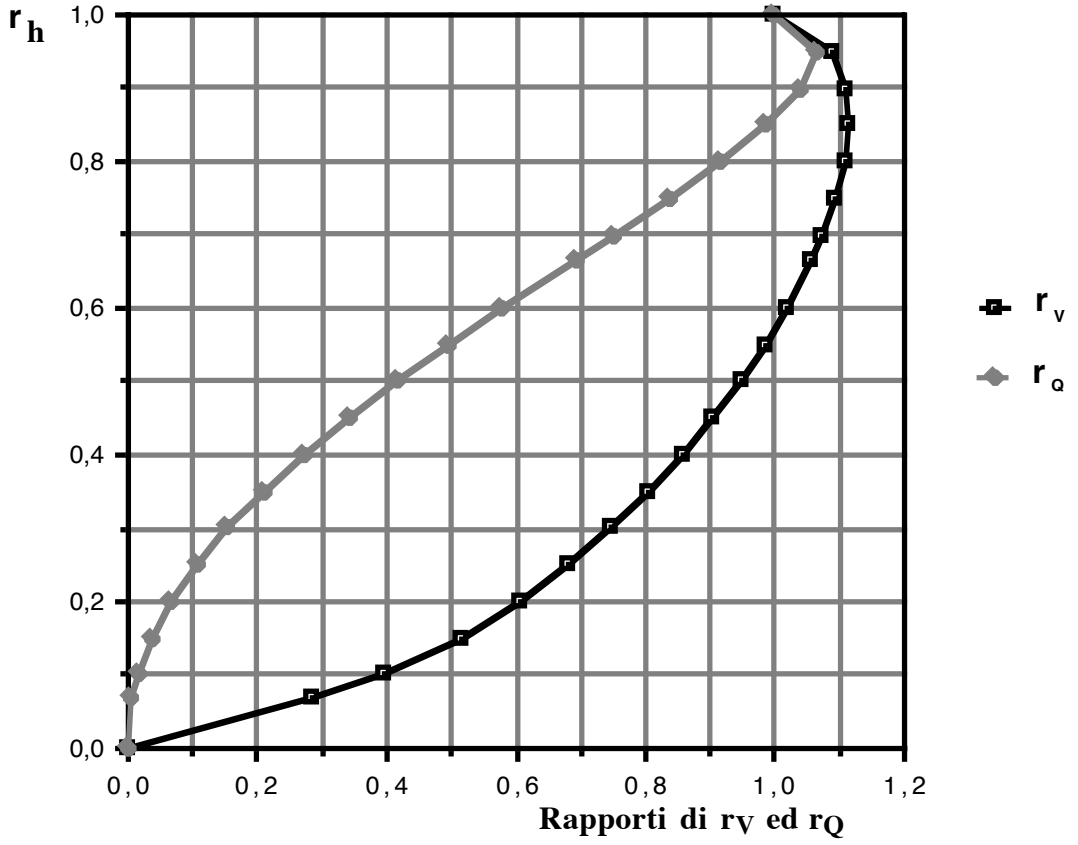


fig. 5 - Individuazione dei rapporti r_V, r_Q e r_h in sezione ovoidale

4.2 I VALORI LIMITI ACCETTABILI PER LA VELOCITÀ

Per il regolare defluire delle acque fognarie dovranno essere rispettati dei valori di velocità compresi tra gli estremi inferiori e superiori ammissibili.

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 e 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:

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

con ovvio significato dei simboli e con B = 0.04÷0.08

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

Ne segue che, ad esempio, una velocità di 0.60 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:

0.60÷0.75 m/s per le fognature nere

e

0.90 m/s per quelle unitarie o meteoriche

ma dà la prescrizione qualitativa che "nel progetto di una fognatura nera deve essere perseguito, fin dal primo periodo di funzionamento dell'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 0.60 m/s equivalente circa allo 0.8% della 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 0.50 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. italiano nel 1970 prescrivono invece che la "velocità relativa alle portate m^3/giorno non dovrà di norma essere inferiore a 0.50 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 3.00 m/s per le fognature nere, valore superabile per fogne unitarie o meteoriche stante la saltuarietà del relativo cimento dei manufatti.

Le norme svizzere fissano il valore massimo per la velocità di 6.00 m/s, riferito alle portate di magra.

Quelle tedesche consentono velocità massime da 6.00 a 8.00 m/s in relazione alla idoneità delle superfici interne dei manufatti fognanti.

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

Le istruzioni del Consiglio Superiore LL.PP. italiano fissano in 4.00 m/s il massimo della velocità relativa alla portata di punta per le acque nere ed in 5.00 m/s per le acque meteoriche. Ma le stesse istruzioni precisano che la velocità di esercizio per la quale i suddetti limiti hanno solo valore indicativo, deve comunque essere correlata alla resistenza all'usura dei materiali costituenti il paramento interno delle fogne.

Sulla base di tale indicazione sembra di dover condividere la tendenza ad accettare velocità anche elevate, perché 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.

4.3 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 là dove la pendenza è 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 (cioè ad anello o, con linguaggio più specialistico, molteplicemente connessa), mediante canalizzazioni di collegamento che hanno lo scopo di ottimizzare gli effetti di invaso (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.

Capitolo 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.

Purtroppo, come sempre accade quando un problema non è risolto definitivamente, dello stesso esistono tante soluzioni, nessuna delle quali del tutto soddisfacente ma invece molte di queste hanno taluni aspetti ampiamente positivi ed altri meno. Il Mignosa conscio 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 Hydroscience (1986) e le relazioni generali tenute dai proff. CAO e PAOLETTI al Convegno di Idraulica e Costruzioni 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 tali modelli si prefiggono di risolvere;
- il tipo di impostazione matematica adottata;
- il tipo di calcolatore necessario per la loro implementazione.

Yen fornisce le seguente possibilità di classificazione dei modelli:

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

Non è 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

fornendo 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 DEPURAZIONE[1];
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, non si è ancora raggiunta un'unicità di approccio.

Peraltro possono essere diverse le finalità del modello e quindi esiste un'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 (cioè l'istogramma di una precipitazione).

---

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

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 sono in grado di considerare l'evolvere nel tempo delle perdite idrologiche durante i periodi di tempo asciutto intercorrenti tra un evento e l'altro, quindi prevedono come ingresso soltanto precipitazioni isolate e di una certa importanza.

In particolare ciò che è difficile da quantizzare è 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 su 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. Necessità di questo tipo si hanno ad esempio per:

- il dimensionamento di vasche di laminazione;
- il calcolo dei volumi (e degli inquinanti) allontanati attraverso scaricatori;
- il dimensionamento di vasche di carico e/o aspirazione di impianti per il 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 e 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 sopra menzionata 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 in 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 semiteorico.

Del resto la grande variabilità spaziale delle caratteristiche di infiltrazione 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 semipermeabili 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:

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

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:

$$V_{eff}(t) = \frac{\left(P(t) - I_a\right)^2}{(P(t) - I_a + S)} \qquad (2)$$

dove:

- $V_{eff}(t)$ è il volume complessivamente defluito fino all'istante t
- P è il volume complessivamente affluito fino all'istante t
- S è il volume massimo immagazzinabile nel terreno a saturazione
- I_a è 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.

	Tipo di suolo			
Tipo di copertura (uso del terreno)	**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, 75% almeno di copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali, copertura erbosa 50% ca.	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:

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

dove s è un parametro caratteristico denominato “sorptivity” dall’Autore.

iv) Metodo di Green e Ampt:

$$f = f_c \left(1 + \frac{\phi \, \delta_\mu}{F} \right) \qquad (4)$$

dove:

δ_μ è il deficit di umidità relativa iniziale del suolo rispetto alla saturazione

ϕ è la tensione capillare al fronte di umidificazione

ed

F è 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 modelli (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 mm, 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 o infiltrazione.

A causa dell'impossibilità di un approccio analitico, dovuto alla mancata conoscenza 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:

- o 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 SUPERFICIALE

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 presente.

Tale moto dell'acqua è di certo influenzato da:

- effetti viscosi (R_e),
- forze gravitazionali (F_r),
- tensioni superficiali (W_e).

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 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 McNown, 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.

D'altra 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 dei parametri, si può attribuire a questi ultimi 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,

iv) 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):

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

$$V = a * h^m \qquad (6)$$

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:

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

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

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

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[2] .

Tra essi i più comuni sono quelli che si basano sulla teoria dell'Idrogramma Unitario Istantaneo (IUH), che non è altro che l'idrogramma generato da una pioggia di altezza unitaria e di durata infinitamente piccola.

Tali modelli 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

---

2 Vedasi Maione: Appunti di idrologia, Cap III, Le piene fluviali, Ed. La Goliardica Pavese, 1977

L'argomento di propagazione delle piene è generalmente affrontato quando si tratta 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.

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 migliore 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) o ai manuali specifici dei singoli modelli.

5.4.1 SOTTOMODELLI IDRAULICI, CIOÈ FISICAMENTE BASATI

Questi sottomodelli a loro volta si dividono in:

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

5.4.1.1 Sottomodelli idraulici per moto a superficie libera

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

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\beta\frac{Q^2}{\Omega} + g\,\Omega\frac{\partial y}{\partial x} + g\,\Omega\left(\frac{Q\,\bar{Q}}{K^2\,\Omega^2\,R^{\frac{3}{4}}}\right) - g\,\Omega\,s = u\,q\cos\alpha \qquad (10)$$

con:

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

K = coefficiente di Manning $[\frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}]$

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]

β = coefficiente di ragguaglio 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 [rad]

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:

onda dinamica quasi stazionaria (quasi-steady)	se si considera nullo	$\frac{\partial Q}{\partial t}$
onda parabolica (noninertia)	se si considera nullo anche	$\frac{\partial}{\partial x} \beta \frac{Q^2}{\Omega}$
onda cinematica	se si considera nullo anche	$g \Omega \frac{\partial y}{\partial x}$

L'ultimo caso, quello dell'equazione dell'onda cinematica, si ridurrà dunque a:

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

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

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

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

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

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	onda cinematica	onda parabolica	onda quasi stady	onda completa
Condizioni al contorno richieste	1	2	2	2
Possibilità di considerare effetti di rigurgito o moti retrogradi	No	Si	Si	Si
Attenuazione del picco	No	Si	Si	Si

La fig.1 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:

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

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.

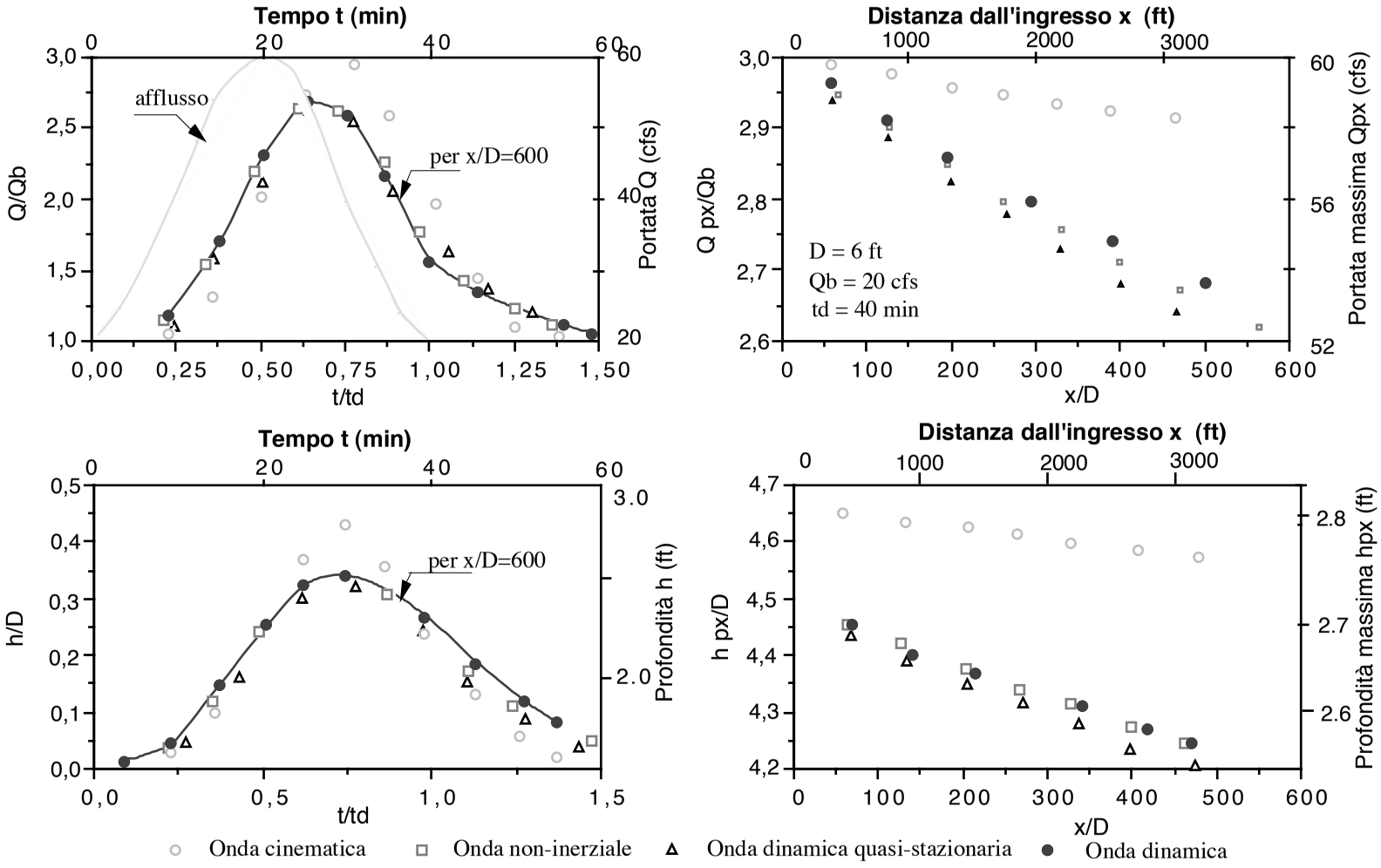


fig. 1 - Simulazione di un'onda teorica sinusoidale con varie semplificazioni

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 fini ad annullarsi. Per la sezione circolare si ha:

- il massimo in corrispondenza di $\frac{h}{D} = 0.60$

ed

- il valore nullo in corrispondenza di $\frac{h}{D} = 0.94$

La figura 2 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 ricorrano tratti in pressione), al fine di aggirare tale possibilità di errori, molti modelli ricorrono ad un artifizio, 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 stessa figura 2 è stata modificata con la deformazione della scala di deflusso adottata dal modello MOUSE.

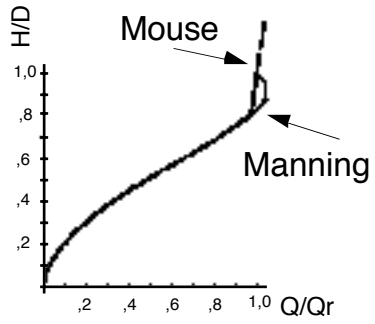


fig.2 - Modifica della scala di deflusso utilizzata nel modello MOUSE

5.4.1.2 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 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 avvicendarsi delle equazioni risolventi) si basano sullo schema suggerito da Preismann (Cunge e Wegner, 1964).

L'idea originale di Preismann 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.

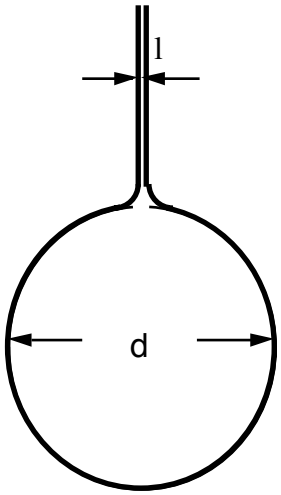


fig.3 - Schematizzazione del tubo secondo la teoria di Preismann

A tale scopo va rispettata la seguente disuguaglianza:

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

dove:

a è la celerità del suono in acqua, considerando la comprimibilità del liquido e l'elasticità del condotto;

Ω è area della sezione piena del condotto;

g è l'accelerazione di gravità.

5.4.1.3 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)[3], a cui si rimanda.

In Italia anche il Cozzo (1985) ha trattato l'argomento[4].

E' 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 infinitamente largo, essa può diventare del tutto aleatoria se applicata ad una rete con un alto grado di connessione idraulica.

---

3 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 catchmement data UDM,86, Dubrovnik, Yugoslavia, 1986

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

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.

5.4.2 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:

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

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.

Nel metodo Muskingum il legame è il seguente:

$$dW = KX\left[Q_1\ (t + \delta t) - Q_1\ (t)\right] + K\ (1 - X)\left[Q_2\ (t + \delta t) - Q_2\ (t)\right] \qquad (15)$$

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

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

dove:

$$C_1 = \frac{K\ X\ +\ 0{,}5\ \delta t}{K\ (1\text{-}X)\ +\ 0{,}5\ \delta t}$$

$$C_2 = \frac{0,5\ \delta t\ -\ K\ X}{K\ (1-X)\ +0,5\ \delta t} \qquad (17)$$

$$C_3 = \frac{K\ (1-X)\ -\ 0,5\ \delta t}{K\ (1-X)\ +0,5\ \delta t}$$

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:

$$K = \frac{\delta x}{c} \qquad (18)$$

$$X = 0,5 \left(1 - \frac{Q}{i\text{-}c\text{-}b\ \delta x}\right) \qquad (19)$$

con

$$b = \text{larghezza in superficie} \quad \text{e} \quad c = \frac{dQ}{dA}$$

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:

$$Q_2\ (t) = Q_1(t - \delta t) \qquad (20)$$

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.

5.5 UTILIZZO DEI 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.

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'essa nota, 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** è un problema delicato che non può essere scisso da una preliminare impostazione di carattere teorico. Dovrebbe consentire, noti numerosi ingressi ed uscite corrispondenti, di risalire ai 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 sensibilità**, infine, è una procedura di controllo per garantire che una variazione, entro certi limiti, dei valori dei parametri, non infici totalmente il risultato finale.

Modalità di applicazione	Input	Parametri del modello	Valore dei parametri	Output
Predizione	Noto	Noti	Noto	?
Calibrazione	Noto	Noti	?	Noto
Validazione o	Noto	Noti	Noto	?(=noto?)
Deduzione	?	Noti	Noto	Noto
Identificazione dei	Noto	?	Noto (?)	Noto
Analisi di sensibilità	Noto	Noti	Noto	?

5.6 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 dallo scopo per cui sono stati costruiti o da particolari situazioni locali in cui sono nati[5].

---

5 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

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 perché 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 un 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.

In quanto segue sono riportati alcuni dati elementari dei principali modelli esistenti, purtroppo non tutti aggiornati dato il continuo evolversi della materia (Mignosa, loc. cit.).

---

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.

Modello: Chicago Hydrograph

Bibliografia: Tholin e Keifer (1960); Keifer et al (1978)

Manuale: Si

Input: Ietogramma isolato, di progetto tipo Chicago; distribuzione spaziale non consentita

Depurazione: 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

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

Scorrimento superficiale:

a) Falda: Basata sull'equazione di 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

b) Cunetta: propagazione di tipo cinematico (formula di Manning)

Propagazione nei collettori:

a) Collettori Secondari: suddivisione dell'idrogramma complessivo in un certo numero di idrogrammi, tutti uguali; traslazione differenziata degli stessi e successiva somma

b) Collettore Principale: assimilato ad un serbatoio lineare

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: Si

Input: Ietogramma isolato, reale o di progetto. E' consentito inserire in ogni sottobacino in cui è suddiviso il bacino complessivo una precipitazione differente

Depurazione: a) *Infiltrazione:* con il metodo di Horton, previa traslazione della curva; non è prevista infiltrazione dallo scorrimento superficiale, dopo la fine della precipitazione

b) *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

Scorrimento superficiale:

Falda: basata sulla formula di Crawford e Linsey per la detenzione superficiale e sull'equazione di continuità

Cunetta: equazione di continuità

Propagazione nei collettori:

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: Si

Input: letogramma 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 nei collettori:

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); Wenzei e Voorhees (1980)

Manuale: Si

Input: Ietogramma isolato, reale o di progetto. Ietogramma 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

Depressioni superficiali: 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

Infiltrazione: 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 nei collettori:

l) Metodo dell'invaso non lineare tra due successivi punti di ingresso della rete. Il legame volumi invasati-portate uscenti per ogni tronco è 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: I.B.M. 360 (system 75)

Note: Modello di progetto. Consente di calcolare il diametro necessario a convogliare un assegnato idrogramma. Modificato per simulazione continua

Modello: ILSD 1&2

Bibliografia: Yen et al.. (1984)

Manuale: Si

Input: Ietogramma isolato, reale o di progetto. Ietogramma 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

Depressioni superficiali: 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

Infiltrazione: 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 nei collettori:

Traslazione rigida dell'idrogramma

Condizioni ai nodi $\sum Q = \frac{ds}{dt}$

Transizione: Q = Qr (moto uniforme)

Moto in pressione: Non specificato

Hardware: CDC Cyber 175 o I.B.M. 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: Si

Input: Ietogramma isolato, reale o di progetto o simulazione continua. Distribuzione spaziale consentita

Depurazione: *Infiltrazione :*

l) Equazione di Horton, senza traslazione della curva. E' prevista infiltra-zione 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 nei collettori:

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: I.B.M. 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: Si

Input: Ietogramma 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 nei collettori:

Onda cinematica

Condizioni ai nodi: $\sum Q = \frac{ds}{dt}$

Transizione: Q = Qr (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: Ietogramma 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. E' 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 nei collettori:

Onda cinematica

Condizioni ai nodi: $\sum Q = 0$

Transizione: Non prevista

Moto in pressione: Non ammesso

Hardware: Non specificato

Note: Modello (anche) di progetto. E' 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: Ietogramma isolato, reale o di progetto. Possibilità di memorizzare archivi di eventi reali o tabelle di eventi sintetici. Distribuzione spaziale non con-sentita

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 nei collettori:

Onda cinematica, parabolica o dinamica completa. Metodo di soluzione: differenze finite con schema implicito tipo Abbott-Ionescu a 6 punti.

Possibilità di considerare reti molteplicemente 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 Preismann

Hardware: I.B.M. PC o compatibili. RAM ≥ 512K bytes. Hard disk ≥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: Si

Input: Ietogramma reale o di progetto. Ietogrammi 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). Ragguaglio 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 nei collettori:

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: I.B.M. 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: Si (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 invaso può essere introdotta dall'Utente o calcolata dal programma secondo la formula di Desbordes o di Pedersen

Propagazione nei collettori:

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: I.B.M. PC o compatibili

Note: Modello (anche) di progetto. E' possibile definire la sezione dei collettori necessaria al convogliamento di un certo idrogramma. In alternativa, qualora la capacità di portata del collettore sia 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: Ietogramma isolato, reale o di progetto. Distribuzione spaziale consentita introducendo in ciascun sottobacino una precipitazione differente

Depurazione: *Depressioni superficiali:* riempimento totale all'inizio dell'evento. Non previsto lo svuotamento per infiltrazione qualora l'intensità di pioggia sia inferiore alla capacità di infiltrazione

Infiltrazione:

a) con il metodo di Horton previa una 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 nei collettori:

Metodo Muskingum-Cunge

Condizioni ai nodi: $\sum Q = 0$

Transizione: Non prevista.

Moto in pressione: Non ammesso

Hardware: I.B.M. 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

5.7 CONFRONTI FRA METODI CLASSICI DI STIMA DELLA PORTATA AL COLMO

Sia il metodo di corrivazione che il metodo dell'invaso si possono considerare casi particolari del metodo dell'idrogramma unitario.

Nel metodo di corrivazione l'IUH è dato dall'espressione:

$$h(t) = \frac{1}{A}\frac{dA}{dt} \qquad (21)$$

e quindi è rappresentato da una curva il cui andamento dipende dalla forma della curva aree-tempi del bacino. Se la curva aree-tempi è lineare, l'IUH è un segmento di lunghezza T_o (con origine all'istante t = 0), parallelo all'asse dei tempi e che dista $\frac{1}{T_o}$ da esso.

Nel metodo dell'invaso l'lUH è dato dall'espressione:

$$h(t) = \frac{1}{k} e^{-t/K} \qquad (22)$$

e quindi è rappresentato da una curva esponenziale decrescente, con massimo $\frac{1}{k}$ all'istante t = 0, asintotica verso l'asse dei tempi.

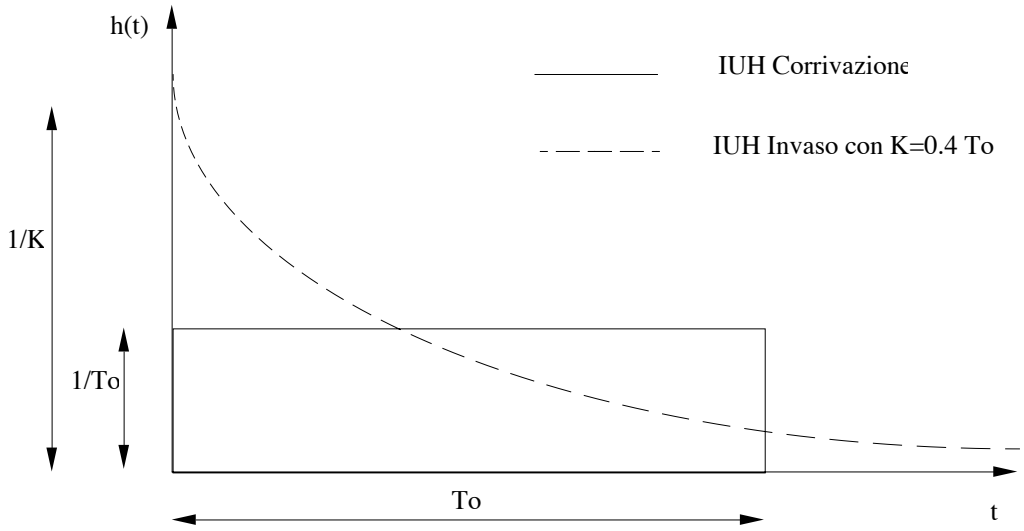


fig.4 - Confronto grafico tra l'IUH derivante dal metodo della corrivazione e da quello dell'invaso

La figura 4 rappresenta entrambi gli IUH sopra citati.

Nel metodo della corrivazione l'IUH ha tempo di base finito pari al tempo di corrivazione del bacino. Per piogge ad intensità costante e di durata pari a T_0 il bacino raggiunge le condizioni di regime e la portata defluente nella sezione di chiusu-ra eguaglia la pioggia netta.

Nel metodo dell'invaso l'IUH ha tempo di base infinito e quindi il bacino non raggiunge mai condizioni di regime, e la portata defluente dalla sezione di chiusura è sempre minore della portata di pioggia netta affluente al bacino.

L'area sottesa dalla IUH dell'invaso per t=2.5 K (più avanti si darà spiegazione della scelta del coefficiente 2.5) è pari a 0.918; si ritiene quindi che 2.5 K possa essere una stima sensata del tempo di base dell'IUH, che è necessariamente finito.

Tenendo conto del fatto che il parametro T_0 del metodo della corrivazione deve coincidere col tempo di base del bacino, si ricava la relazione $T_0 = 2.5K$.

Gli IUH riportati nella figura precedente rispondono alla relazione suddetta.

Se ora istituiamo un confronto diretto tra le due espressioni:

$$U = \frac{10^{-7}}{3600^{n_0}} \varphi_1 \, a' \, T_0^{n_0-1} \tag{23}$$

$$U = \frac{10^{-7}}{3600^{n_0}} 0{,}65 \, \varphi_1 \, a' \, K_0^{n_0-1} \tag{24}$$

le quali rispettivamente forniscono il coefficiente udometrico nel caso del metodo della corrivazione e dell'invaso, notiamo che affinché esse forniscano la stessa portata al colmo, occorre che sia soddisfatta la relazione:

$$T_0^{n_0-1} = 0{,}65 \, \varphi_1 \, a' \, K_0^{n_0-1} \tag{25}$$

Dall'esame della seguente che visualizza questo legame è immediato dedurre che il tempo K caratteristico del bacino ai fini del metodo dell'invaso deve essere inferiore al tempo di corrivazione T_0 del bacino ai fini del metodo della corrivazione.

Nel campo dei valori di n_0 di interesse pratico, il rapporto $\frac{T_0}{K}$ è praticamente compreso fra 2 e 3.

Tenendo presente che nel metodo della corrivazione T_0 è anche la durata critica della precipitazione e che nel metodo dell'invaso la durata critica è legata alla costante K dalla relazione

$$t_M = K_r \tag{26}$$

si ricava immediatamente il rapporto $\frac{T_o}{t_M}$ tra i valori delle durate critiche dei due metodi.

Dall'esame della figura dove è visualizzato l'andamento di questo rapporto, si vede che esso è sempre maggiore di 1.

Ne consegue che la durata critica non è una caratteristica del bacino bensì una caratteristica del modello.

Per un dato bacino esiste naturalmente una sola durata critica, corrispondente alla definizione fin qui adottata di durata di pioggia a intensità costante alla quale corrisponde la portata massima.

Il fatto che il metodo della corrivazione e quello dell'invaso forniscano la stessa portata massima in corrispondenza di tempi critici diversi fa dunque escludere che un bacino reale si possa rappresentare con perfetta aderenza con entrambi i modelli.

E' invece probabile che il bacino reale si comporti in un modo intermedio, e che quindi sia rappresentabile con uguale grado di approssimazione sia con il modello dell'invaso lineare che con quello della corrivazione.

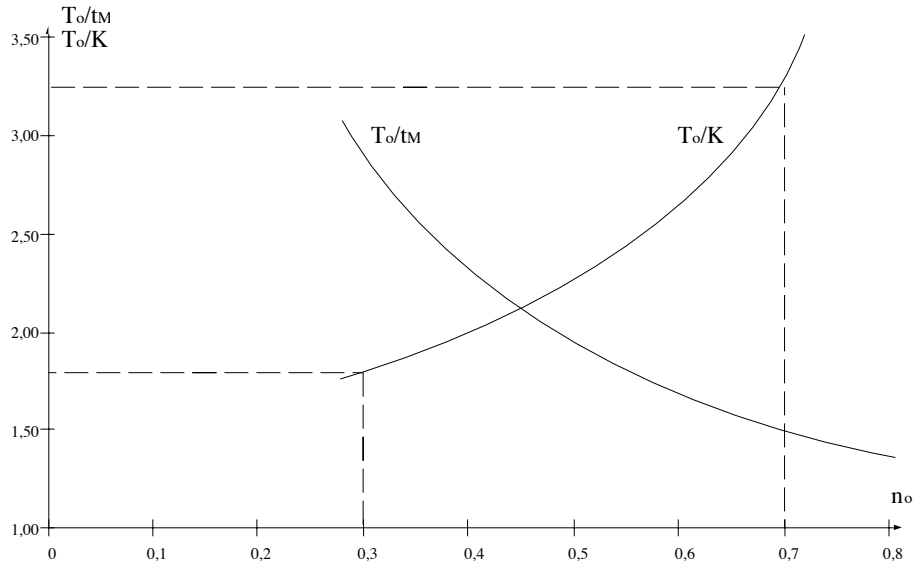


fig. 5 - Confronto tra metodo dell'invaso e metodo della corrivazione

De Martino e Cotecchia, per confronto tra i valori delle portate calcolati con la formula di Turazza e quelli ricavati con l'applicazione del metodo dell'invaso, assumendo valori del volume specifico dei piccoli invasi pari a 30 mc/ha il primo e 40 mc/ha il secondo, individuano un "coefficiente di ritardo" da inserire nella formula del Turazza stesso. Tale coefficiente è funzione della superficie del bacino, della pendenza media

della rete, dell'intensità di pioggia e del coefficiente di afflusso φ_1[6], e varia tra 0.35 e 0.97.

Chocat , confrontando i risultati forniti dal metodo di Caquot e quelli forniti dal modello del serbatoio lineare con la costante K stimata con la formula del Desbordes

$$K = -0.21 + 4\left(A^{0.18}\ p^{-0.36}\left(\left(\frac{Imp}{100}\right)^{-1.9} L^{0.15}\ t_p^{0.21}\ h^{-0.07}\right)\right) \qquad (27)$$

osserva che le portate massime ottenute con il modello del serbatoio lineare sono quasi sempre inferiori a quelle fornite dal metodo di Caquot e che il rapporto:

$$\frac{Q_{\text{serbatoio lineare}}}{Q_{\text{Caquot}}}$$

può anche raggiungere il valore 0.6 e conclude che l'idrologia urbana non è una scienza esatta.

Modica ha redatto un modello che determina la risposta del bacino di dominio di ciascun tronco della rete ad un evento di pioggia di intensità variabile e simula la propagazione dell'onda di piena in ciascun canale della rete e confrontato poi i risultati del dimensionamento così effettuato con i risultati del dimensionamento derivante dalla applicazione sia del metodo dell'invaso che di quello della corrivazione (con coefficiente di ritardo sia secondo Cotecchia che secondo De Martino).

Da tale confronto risulta che sia il metodo dell'invaso che quello della corrivazione, che con l'introduzione del coefficiente di ritardo è ancora assimilabile al metodo dell'invaso, comportano un sottodimensionamento delle sezioni dei canali di fognatura.

Modica conclude che la causa principale dell'inadeguatezza del metodo dell'invaso all'ipotesi di sincronismo dell'intera rete è l'intensità costante della pioggia.

Paoletti e Papiri (1991), simulando due eventi sperimentali registrati a Pavia con i modelli globali della corrivazione e del serbatoio lineare, riconoscono la validità dei valori

---

6 De Martino opera un distinguo tra bacini < > di 30 ha, Cotecchia opera un distinguo tra bacini < > di 100 ha.

comunemente adoperati dei parametri e l'attendibilità della stima di K fornita dall'espressione

$$K = -0.21 + 4.19 \left(A^{0.30}\ p^{-0.38} \left(\frac{Imp}{100}\right)^{-0.45} \right) \qquad (28)$$

Il valore ottimo del tempo di corrivazione (T_0 = 33 minuti) è risultato pari a 2.38 K.

Calomino e Veltri dall'analisi condotta su 30 eventi registrati nel piccolo bacino urbano di Luzzi, trovano che le migliori stime delle portate al colmo si hanno con un tempo caratteristico K del bacino nel modello del serbatoio lineare compreso fra 2÷3 minuti. Con il metodo cinematico le migliori stime si hanno per T_0 = 5 minuti, cioè circa 2K.

Bianchi e altri, elaborando cinque eventi di piena registrati nella rete fognaria del settore Nord-Est di Milano, trovano che il modello di Nash a due serbatoi consente una ricostruzione dell'onda di piena di una grande rete fognaria migliore di quella conseguibile con il metodo dell'invaso.

Gli Autori confrontando la costante K di questo modello col tempo di corriva-zione T_0 stimato del bacino concludono che il rapporto $\frac{2K}{T_0}$ è compreso tra 0.35 e 0.50.

Greco e Rasulo hanno studiato il problema della formazione delle piene in bacini schematici a mezzo dell'integrazione delle equazioni di De Saint Venant.

Individuata la durata critica della pioggia e la portata massima nella sezione terminale dei singoli bacini, essi utilizzano i risultati per tarare i più usuali modelli progettuali: serbatoio lineare, corrivazione, invaso nella forma del coefficiente udometrico.

Dall'esame dei risultati concludono che:

- il modello del serbatoio lineare sottostima la portata massima se la costante K d'invaso del tronco si assume pari a $\frac{\Omega\ L}{Q_0}$ mentre buoni risultati si ottengono ponendo $K = \frac{0.48\ L}{V_r}$;

- il metodo della corrivazione tende a sovrastimare le portate al colmo; i migliori risultati si ottengono assumendo un tempo di corrivazione per il singolo tronco pari a: $T_1 = 1.2 \frac{L}{V_r}$;

- il modello dell'invaso nella forma del coefficiente udometrico sottostima notevolmente le portate di progetto; il volume di invaso da attribuire allo speco fognario, per tener conto correttamente della laminazione da questo indotta, dovrebbe essere assunto pari a circa il 30% del volume ricavato dalla geometria del condotto e usato nelle applicazioni tradizionali del metodo dell'invaso.

5.7.1 ALCUNE CONSIDERAZIONI FINALI

La formula razionale, il metodo della corrivazione, il modello del serbatoio lineare, con le diverse espressioni di stima dei parametri fornite da vari Autori offrono per uno stesso bacino stime della portata al colmo molto differenti fra loro. Emerge quindi la necessità di ricerche sperimentali sui deflussi urbani, in differenti situazioni climatiche, urbanistiche e topografiche, tese a individuare le stime più attendibili dei parametri dei modelli di dimensionamento in funzione delle caratteristiche fisiche del bacino e di quelle della precipitazione.

La formula razionale, con la taratura dei parametri fornita da Schaake, genera stime della portata al colmo molto alte, tanto da far sorgere dubbi sulla sua applicabilità nelle condizioni pluviometriche e urbanistiche italiane; ciò sembra dovuto ad una sottostima della durata critica di precipitazione (come risulta anche dalla taratura fornita da Wisner).

Il metodo dell'invaso nell'usuale forma dell'espressione che richiede la determinazione del parametro W in base al volume della rete e a quello assunto arbitrariamente, dei piccoli invasi, in genere sottostima la portata al colmo ed inoltre presenta una così elevata sensibilità ad errori di stima dei parametri da sconsigliarne l'uso.

Il metodo della corrivazione e quello del serbatoio lineare, con le citate stime dei parametri T_0 e K desunte da tarature sperimentali, forniscono stime delle portate al colmo non particolarmente sensibili a errori di valutazione dei parametri. Questi due metodi

presentano anche una buona stabilità e concordanza al variare dei parametri pluviometrici, topografici e urbanistici.

Dai risultati delle ricerche di vari Autori sembra potersi ragionevolmente dedurre che i valori più attendibili dei coefficienti udometrici siano compresi nel campo definito dai valori prodotti rispettivamente dal metodo della corrivazione e dal metodo dell'invaso lineare con la taratura di Desbordes.

Capitolo 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 solo nel confronto tra due valori numerici:

> *la portata che una fogna è chiamata a smaltire nei confronti di quella trasportabile dal collettore fognario*[1]

---

[1] Detti:

Q_s la portata che un collettore è chiamato a smaltire;

Q_r la portata che un collettore può trasportare;

il detto confronto si attua tramite la:

$$Q_r > Q_s \qquad (1)$$

Nel caso di risposta affermativa è da intendersi che il dimensionamento del collettore è verificato.

Talvolta nel caso di opere importanti ed in altre categorie (per esempio nei dimensionamenti strutturali) implicitamente (cioè tenendone conto già nella determinazione delle prestazioni dell'opera) od esplicitamente viene introdotto un coefficiente di sicurezza ν e la (1) diventa:

$$Q_r > \nu\, Q_s \qquad (1')$$

ma che questo confronto altro non è 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 gioco[2] riguardate come variabili aleatorie (nel caso specifico delle fognature: la portata massima che la fogna è chiamata a trasportare e la massima portata che la stessa è, invece, in grado di smaltire).

Da tale visione probabilistica ne consegue che sia pure con probabilità più o meno remota, nonostante la verifica tradizionale risulti soddisfatta, può accadere che la portata da trasportare sia maggiore di quella, al momento, trasportabile dalla fogna: quindi la crisi dell'opera.

Crisi, beninteso, nel senso di momentaneo sottodimensionamento della fognatura e quindi di incapacità ad assolvere il proprio compito.

Da qui la necessità di un approccio più completo che ci possa dare una misura di questo rischio di crisi e/o che ci permetta di metterci sufficientemente al riparo da esso.

La possibilità di valutare il rischio di crisi P_c tramite la:

$$P_c = \mathbf{CDF}\left(\frac{-\bar{Q}_r + \bar{Q}_s}{\sqrt{\sigma_s^2 + \sigma_r^2 + \mathbf{COV}\,(R,S)}}\right) \qquad (2)$$

dove:

$\bar{Q}_s$ è la portata da trasportare;

---

2 Pertanto i termini Q_r e Q_s andrebbero sostituiti nella (1) e nelle (1') con

$$\bar{Q}_r \text{ e } \bar{Q}_s$$

dove il soprassegno è simbolo di valore medio, che, nell'ipotesi di distribuzione gaussiana, evento in genere non verificato ma che comunque al momento riteniamo accettabile, equivale al valore più probabile.

$\bar{Q}_r$ è la portata che la condotta è capace di trasportare;

CDF[3] è la funzione di probabilità normale (integrale della curva di Gauss);

σ_s è la radice quadrata della varianza delle massime portate da trasportare;

σ_r è la radice quadrata della varianza delle massime portate trasportabili;

COV (R,S) è la covarianza tra le massime portate da trasportare e quelle trasportabili.

La (2) è 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 approssimazione[4].

Per le fognature si può assumere che la portata sollecitante Q_s sia esprimibile (metodo della corrivazione) con la:

$$Q_s = \varphi * i * A \qquad (3)$$

mentre la portata trasportabile è calcolabile tramite la ben nota formula di Manning con coefficiente alla Strickler[5] :

$$Q_r = 4 * \pi * K * R^{8/3} * j^{1/2} \qquad (4)$$

con ovvio significato dei simboli.

---

3 **CDF** sono le iniziali di "Cumulative Density Function", cioè di come in letteratura inglese viene indicata la funzione integrale di probabilità; con **PDF** è indicata invece la funzione di probabilità.

4 Facendo riferimento alla fig. 1 il P_c altro non è che l'area evidenziata di intersezione matematica tra le due curve di probabilità. Si tratta delle code delle curve di Q_s e Q_r; tali code hanno entrambe, come quelle della gaussiana, andamento asintotico nei confronti dell'asse delle ascisse, da qui l'asserto che è possibile confonderle con le gaussiane stesse.

5 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.

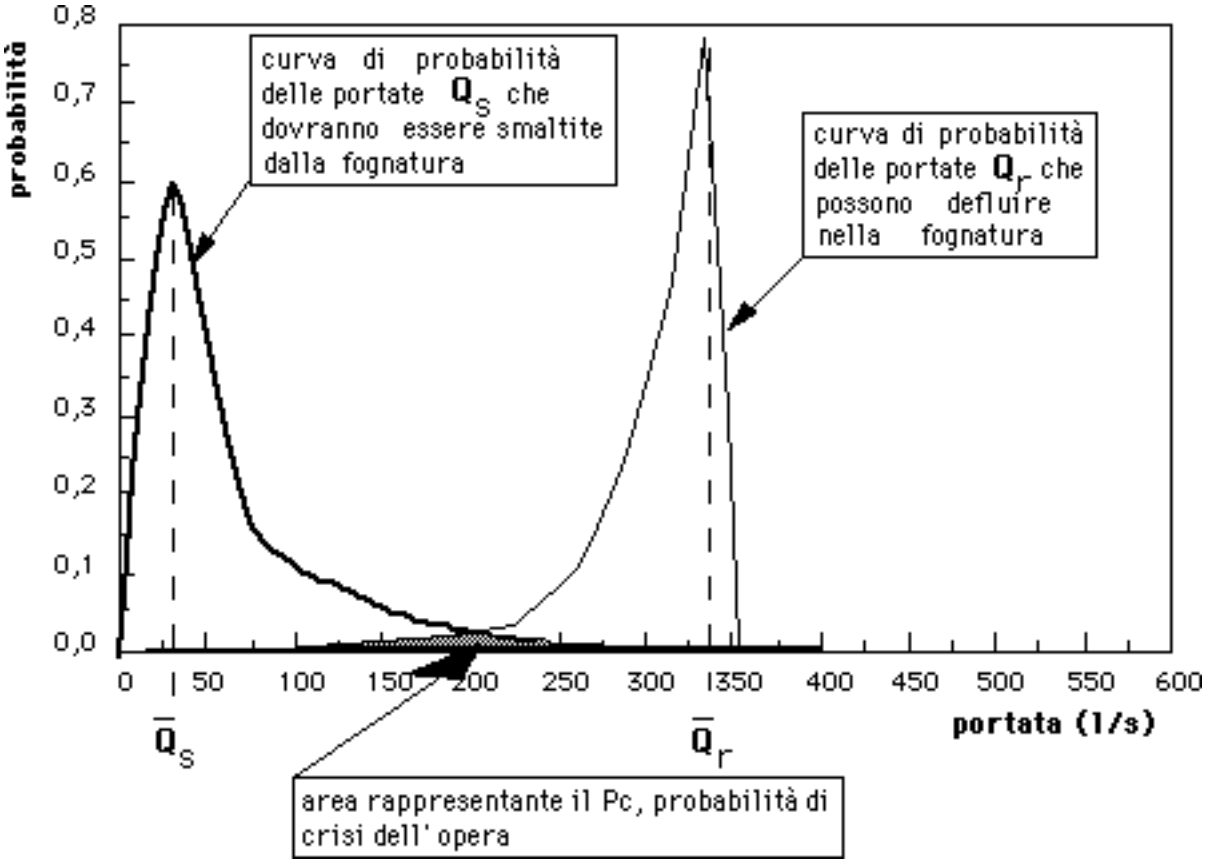


fig.1 - Curve di probabilità delle portate da trasportare e trasportabili (volutamente tali curve non sono state disegnate come gaussiane, bensì asimmetriche come verosimilmente sono). I vertici delle due curve rappresentano i valori di $\bar{Q}_r$ e $\bar{Q}_S$ che normalmente vengono presi a base dei 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:

$$T_r = \frac{1}{1-P_c} \qquad (5)$$

Orbene il tempo di ritorno calcolato sostituendo la (2) nella (5) è

$$T_r = \frac{1}{1 - \mathbf{CDF}\left(\dfrac{-\bar{Q}_r + \bar{Q}_s}{\sqrt{\sigma^2_s + \sigma^2_r + \mathbf{COV}\,(R,S)}}\right)} \qquad (6)$$

La (6) rappresenta il tempo di ritorno effettivo[6] delle crisi (o di fallanza) dell'opera fognaria, cioè il tempo che mediamente intercorre tra due crisi successive (inefficienze) della fognatura.

Di contro il tempo di ritorno valutato con i mezzi di calcolo routinari è relativo solo all'intensità di precipitazione.

Nella valutazione del tempo di ritorno con la (6) partecipano sia le variabili in gioco per la determinazione della portata entrante alla fognatura:

- entità dell'area drenata;
- coefficiente di riduzione delle piogge;
- intensità di precipitazione;

che le variabili necessarie alla determinazione della portata massima che potrà transitare nel canale fognario:

- diametro della condotta fognaria;
- scabrezza della stessa;
- pendenza.

Alle due elencazioni di cui sopra sono poi da aggiungere altre due variabili intrinseche, per valutare la bontà dei modelli (3) e (4). Cioè occorre tener conto che non necessariamente i modelli prescelti (o meglio utilizzati) per la valutazione della $\bar{Q}_s$ e della $\bar{Q}_r$ (nel caso specifico quello della corrivazione e la formula di Strickler) siano di fatto aderenti al fenomeno fisico e quindi idonei a rappresentarlo.

Nasce quindi la necessità di studiare la variabilità delle grandezze prima elencate e poi di stimare la bontà dei due modelli di cui sopra[7].

---

6 E' un tempo di ritorno "probabile", proprio perché è il calcolo delle probabilità, introdotto tramite la (2), a permetterci la valutazione di tale tempo.

7 Per evitare equivoci è forse il caso di precisare che lo stesso problema di stima della bontà dei modelli si sarebbe presentato anche se avessimo adoperato il metodo dell'invaso, l'Urbis, l'Ottaymo od altri diversi modelli.

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 norma le si attribuiscono con i metodi tradizionali:

"ma quanto inferiori ?"

6.1 CONSIDERAZIONE QUANTITATIVE SULLA VARIA-BILITÀ DELLE GRANDEZZE IN GIOCO

Per dare una risposta alla precedente domanda occorre indagare circa le possibilità di errori di stima dei vari parametri che intervengono nelle formule precedenti.

La (6), trascurando il termine che tiene conto della correlazione tra Q_r e Q_s, può semplificarsi nella:

$$T_r = \frac{1}{1 - \mathbf{CDF}\left(\dfrac{-\bar{Q}_r + \bar{Q}_s}{\sqrt{\sigma^2_s + \sigma^2_r}}\right)} \qquad (7)$$

Se si osserva che il termine al numeratore dell'argomento della **CDF** non è altro che la distanza tra i vertici delle due curve di fig.1 (cioè una sorta di coefficiente, o meglio di differenza, di sicurezza), il tempo di ritorno effettivo (o probabile) tra due inefficienze della fognatura in esame dipende esclusivamente da σ^2_s e σ^2_r, pertanto dalle singole:

σ^2_A = varianza dell'area drenata;

σ^2_φ = varianza del coefficiente di riduzione delle piogge;

σ^2_i = varianza dell'intensità di precipitazione;

σ^2_D = varianza del diametro della condotta fognaria;

σ^2_K = varianza della scabrezza della stessa;

σ^2_j = varianza della pendenza;

ciò in quanto valgono, banalmente, le seguenti relazioni:

$$\sigma^2_s = \sigma^2_{\eta_s} \bar{Q}_s^2 + \bar{\eta}_s^2 \{(\bar{i}\,\bar{A}\,\sigma_\varphi)^2 + (\bar{\varphi}\,\bar{A}\,\sigma_i)^2 + (\bar{i}\,\bar{\varphi}\,\sigma_A)^2\} \qquad (8)$$

$$\sigma^2_r = \sigma^2_{\eta_r} \bar{Q}_r^2 + \bar{\eta}_r^2 \{(4\pi \bar{R}^{8/3} \bar{j}^{1/2} \sigma_K)^2 + (\frac{32}{3}\pi\, \bar{K}\bar{j}^{1/2} \bar{R}^{5/3} \sigma_R)^2 +$$

$$+ (2\pi K \bar{R}^{8/3} \bar{j}^{-1/2} \sigma_j)^2\} \qquad (9)$$

dove η_s e η_r rappresentano l'affidabilità del modello rispettivamente per la portata sollecitante e per quella trasportabile; quindi $\sigma^2_{\eta_s}$ e $\sigma^2_{\eta_r}$ sono le varianze della affidabilità di tali modelli.

E' ovvio che l'applicazione del metodo probabilistico espresso dalla (7) è utilizzabile solo quando si conoscono le varianze sopra elencate.

Talune delle variabili (e le rispettive varianze) che compaiono nelle (8) e (9) derivano da misure sperimentali o da conoscenze tipiche dell'opera e del territorio che essa deve servire quali:

- 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 generale per alcune delle grandezze in gioco, vuoi per tipo delle stesse o per consolidata prassi, la determinazione del valore (medio) della grandezza è 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 è affetta da 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 è quello legato alla corretta definizione della direzione del flusso di acqua vicino al limite dell'area considerata per i diversi tronchi della rete. Tale errore genera uno scarto pari a σ_A' ed è tanto maggiore quanto più l'area in cui si opera è pianeggiante.

Un secondo scarto σ_A'', anche se meno rilevante rispetto al primo, è quello relativo alla misurazione topografica del bacino; deriva da un 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 è di gran lunga inferiore a quella del secondo caso.

Al fine di una valutazione numerica della varianza σ_A^2 si possono dare le seguenti indicazioni, valide per bacini pianeggianti[8]:

$$3.42\ E^{-3} < \frac{\sigma_A'}{\bar{A}} < 7.36\ E^{-3}$$

---

8 Nella fattispecie si tratta di valori derivanti da uno studio fatto su 14 bacini urbani di una città pianeggiate, quella di Pesaro. I bacini hanno un'estensione superficiale variabile tra i 10 e i 40 ha.

$$1.39\ E^{-3} < \frac{\sigma''_A}{\bar{A}} < 4\ E^{-3}$$

pertanto, almeno per aree pianeggianti, avremo:

$$3.69\ E^{-3} < \frac{\sigma_A}{\bar{A}} = \frac{1}{\bar{A}}\sqrt{\sigma'^{2}_A + \sigma''^{2}_A} < 8.04\ E^{-3}$$

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 sulla base della classificazione hortoniana.

Ma se la formula del Paoletti[9]

$$\varphi = \frac{h - V_i}{h} S_i^* + \frac{H^* \varphi_1 - V_p}{h} S_p^* \qquad (10)$$

ci porta alla determinazione del valore di φ, occorre ancora, per l'applicazione del metodo probabilistico, valutare anche σ_φ.

Allo scopo si ricorre all'uso di abachi nei quali per ciascun tipo di bacino (da A a D della classificazione hortoniana) ed in funzione di h (altezza di precipitazione) è possibile leggere, in corrispondenza della curva relativa al valore di S_i^* il valore di σ_φ. Tali abachi sono stati ricavati dall'Ing. Sorcinelli per i vari tipi di terreno. Ripetendo le 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 ottenute per ciascun tipo di terreno due famiglie di curve, l'una relativa a φ e l'altra relativa a σ_φ.

A solo titolo indicativo è da sottolineare che per σ_φ il valore medio indicato da Tang ed Yen di 0.07 è ampiamente verificato, nel senso che risulta essere un valore medio anche tra quelli di cui agli abachi raccolti in APPENDICE II.

---

9 Vedi ivi per il significato dei simboli.

6.1.3 VARIABILITÀ DELL'INTENSITÀ DI PRECIPITAZIONE

Per definizione l'intensità di precipitazione media, nel caso di utilizzo del metodo della corrivazione[10], è data dalla $i = \frac{h}{t_c}$ con h notoriamente dato dalla

$$h = a\, t_c^{\,n}$$

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) determinazione del tempo di corrivazione t_c;

2) determinazione delle curve segnalatrici di possibilità climatica, a causa del modesto numero di dati generalmente a disposizione per la stima dei parametri a ed n;

3) variabilità spazio/temporale delle piogge sul bacino in esame;

4) misurazione strumentale dei valori di precipitazione (incertezza molto piccola);

5) 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:

$$\sigma_i^2 = \sigma^2_{\eta}\, \bar{i}^{\,2} + \bar{\eta}^{\,2} * \left(\left(\bar{n}\, \bar{t}_c^{\,\bar{n}-1}\, \sigma_a \right)^2 + \left(\bar{a}\, (\bar{n}-1)\, \bar{t}_c^{\,\bar{n}-2}\, \sigma_{tc} \right)^2 + \left(\ln (\bar{t}_c)\, \bar{a}\, \bar{t}_c^{\,(\bar{n}-1)}\, \sigma_n \right)^2 \right) \qquad (11)$$

---

10 Proprio perché si fa riferimento al metodo della corrivazione è lecito sostituire il tempo di pioggia t_p con il tempo di corrivazione t_c nella formula di h e quindi dell'intensità di precipitazione i.

dove σ^2_η rappresenta la varianza della bontà del modello scelto per il calcolo delle altezze di pioggia $h = a\, t^n$ e quindi per la valutazione dell'intensità di precipitazione i.

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. Si è affrontato dunque il problema costruendo un modello di generazione dei dati. Tale modello partendo dai massimi annuali registrati in una data stazione meteorica[11] per un certo periodo di tempo e per le durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore, doveva essere 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 nell'Appendice III si possono generare dapprima i dati relativi a 1000 anni, e successivamente quelli a 1500, 2000 e 2500 anni,

Quindi è possibile ottenere non solo i valori medi (cioè più probabili) di **a** ed **n** con il desiderato tempo di ritorno, ma anche le relative varianze. Nell'Appendice IV sono riportati taluni grafici (figg.1 e 2), realizzati per l'area pesarese (ma è possibile ricavarli per le altre aree ed eventualmente "regionalizzarli"[12]), tramite i quali la ricerca dei parametri in parola è estremamente facilitata.

---

11 Le elaborazioni che hanno portato ai risultati che poi verranno utilizzati sono relativi alla stazione di Pesaro osservata per 41 anni.

12 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.

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 sia dalle caratteristiche dell'evento pluviale che 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 Km^2, la formula che tra le tante (Pezzoli, Ventura, Pasini, Giandotti, Ruggiero, Tournon, ecc.) dà valori più bassi del tempo di corrivazione. Per bacini di superiori a tale estensione risulterebbe più affidabile la formula del Tournon[13].

---

13 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:

$$t_c = 0{,}1272 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{i}}$$

il Pasini, con riferimento alla bonifica renana, indica:

$$t_c = 0{,}108 \frac{\sqrt{S*L}}{\sqrt{i}}$$

sempre il Pasini, con riferimento alla grande bonifica ferrarese:

$$t_c = 5{,}76 \sqrt[3]{S*L}$$

il Ruggiero, per bacini di minore estensione, dà la seguente formulazione:

$$t_c = 17{,}28 \sqrt[3]{S}$$

Ben più difficile è la stima di σ_{t_c}. A tutt'oggi, in vero, non è possibile dare indicazioni per una sua stima. Tuttavia il problema può essere aggirato tramite i grafici di fig.3 e seguenti riportati in Appendice IV. Questi forniscono, per diverse combinazioni di $\bar{t}_c$ e di σ_{t_c} i valori di $\bar{i}$ e di σ_i ottenuti tramite la (11).

La terza componente di incertezza è dovuta ai possibili errori della strumentazione di misura delle piogge, agli errori di interpolazione dei dati, ecc.

Il Giandotti dà, come è noto, la seguente formulazione:

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

infine, più recentemente il Tournon:

$$t_c = 0{,}396\,\frac{L}{\sqrt{i}}\left(\frac{S}{L^2}\sqrt{\frac{i}{i_v}}\right)^{0{,}72}$$

con ovvio significato dei simboli, che tuttavia qui di seguito vengono ricordati:

S = superficie del bacino [in Km^2]

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].

6.1.6 VARIABILITÀ DEL DIAMETRO

La variabilità del diametro è legata alla tecnologia di costruzione dei tubi, pertanto per stimarla e poi inserirla nella (9) è 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.

Il procedimento di cui sopra però è valido per i tubi rigidi: quelli che quindi conservano la forma anche se sottoposti a carichi diversi da quelli idrostatici interni. E' applicabile quindi per tubi quali quelli di ghisa, di acciaio, di gres, di fibrocemento e di cemento. Con maggiore attenzione tale procedimento può essere adoperato per PEAD (soprattutto se irrigidito) e tubi PRFV caricati di grande rigidezza (> 5000 N/m^2).

Ben diversa sarà la σ_D 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 sia difficile procedere alla valutazione della σ_D, di fatto ciò è pressoché impossibile per la non conoscenza degli effettivi diametri[14] che la

---

[14] Infatti occorrerà non solo conoscere, per i tubi posti in opera (e quindi in genere più o meno ovalizzati) le dimensioni dei due diametri principali, cosa già di fatto impossibile, ma tener conto che la (4) è valida solo per spechi circolari e non ovalizzati. Tale deformazione comporta che l'area Ω non sia più esprimibile tramite la

$$\Omega = \frac{\pi}{4} D^2 \qquad (12)$$

ma da altre espressioni. Per deformazioni non molto accentuate la (12) può essere sostituita dall'espressione:

$$\Omega = \frac{\pi}{4} D_1 D_2 \qquad (12')$$

dove D_1 e D_2 sono i due diametri principali (l'uno verticale, l'altro orizzontale) che assume la condotta ovalizzata.

condotta assume quando è in opera, nonché per il fatto che è inficiata anche la validità della (4) e conseguentemente della (9).

Unica indicazione numerica circa il valore di σ_D che attualmente è possibile dare è 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 è possibile dare indicazioni perché a tutt'oggi non esistono sufficienti conoscenze in proposito, anche se sono in programma apposite ricerche.

6.1.7 VARIABILITÀ DELLA SCABREZZA

Sovente il coefficiente di scabrezza 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:

$$\frac{1}{K} = \sqrt{\frac{\lambda * D^{1/3}}{12,7 * g}} \qquad (13)$$

risulta essere funzione del diametro D e dell'indice di resistenza λ.

La maggior parte dei fenomeni di movimento che interessano le fognature, con riferimento al diagramma di Moody, appartengono alla zona di transizione turbolenta e secondariamente alla zona puramente turbolenta, in quanto in condizioni di piena il numero di Reynolds è dell'ordine di $1*10^5$.

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 (13) 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 è 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 minerarli possono essere depositate sul fondo delle fognature incrementando così il valore della rugosità del tubo.

Secondo gli stessi Autori il fattore di rugosità alla Manning (n) si incrementa mediamente durante la vita dell'opera dell'8%. Ad esempio scegliendo un valore medio di K= 1/n pari a 70 $m^{1/3}$ s^{-1} (per condotte in cemento), il valore di K si incrementerà della quantità σ_K= 5.6 $m^{1/3}$ s^{-1}.

6.1.8 VARIABILITÀ DELLA PENDENZA

Assunta valida la (4), la j 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 della fognatura sono essenzialmente dovuti a deficienze di allineamento dei vari tronchi. Queste possono essere ridotte, ma non eliminate, eseguendo il lavoro a perfetta regola d'arte. Altri errori di allineamento sono imputabili ai cedimenti del suolo.

Nell'AppendiceV sono raccolti i risultati grafici di una ricerca circa la variazione di Q_r al variare di σ_j, una volta fissato $\bar{j}$.

I risultati di detta ricerca confermano che si può ammettere, senza grandi errori, che σ_j sia dell'ordine di 0.1.

6.1.9 CONSIDERAZIONI SULL'AFFIDABILITÀ η_s DEL MODELLO PER IL CALCOLO DELLA PORTATA ENTRANTE

Questo errore è dovuto alla capacità, del metodo scelto, di interpretare il fenomeno fisico. Il caso che è stato preso in esame è quello del metodo razionale.

Anche se i valori di φ, i ed A, possono essere determinati con precisione, la formula razionale può soltanto portare a grossolane approssimazioni dell'entità della massima piena. Essa infatti trascura gli effetti non lineari che riguardano i fenomeni di

scorrimento superficiale (Mc Person - 1969, ed altri), ed è da ritenere che verosimilmente la pioggia non precipita uniformemente su tutto il bacino (od, al limite, non precipita su tutto il bacino).

I grafici dal n°3 al n°7 dell'APPENDICE IV danno idea che tuttavia la grossolanità del modello incide modestamente sulla σ_s e pertanto non è estremamente importante affinare lo studio della σ_{η_s}.

Infatti il rapporto $\frac{\sigma_{\eta_s}}{\bar{\eta}_s}$ oscilla nel range 0.10÷0.14 per tempi di ritorno bassi (2÷5 anni) e diminuisce sensibilmente sino a 0.06÷0.08 per tempi dell'ordine del quarto di secolo.

Il valore di $\bar{\eta}_s$ può essere tranquillamente confuso con l'unità.

Le stesse considerazioni sono valide anche per altri modelli. D'altra parte le incertezze sulla bontà del modello e relative discussioni hanno fatto storia nell'Idraulica.

6.1.10 CONSIDERAZIONI SULL'AFFIDABILITÀ η_r DEL MODELLO PER IL CALCOLO DELLA PORTATA TRASPORTABILE

La (4), cioè la ben nota formula di Manning-Strickler (ed analogamente quella di Darcy-Weisback), è valida per la condizione di moto uniforme. In realtà il flusso di un canale di fognatura risulta essere vario.

Secondo Yen e Tang nella loro comunicazione all' "International Symposium on Incertainties 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 può essere stimato intorno al 30% .

Sembra comunque che la Q_r effettiva sia inferiore anche di un 10 % a quella data dalla (4).

6.2 APPLICAZIONE DEL METODO PROBABILISTICO

Con la conoscenza di tutti gli elementi di cui ai precedenti paragrafi, 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 essa è comunque complessa.

Tuttavia gli usuali metodi di calcolo (sempre più soggetti a critiche ed ad affinamenti da parte di studiosi) possono ancora essere validamente adottati sempre che, come nel caso delle opere di ingegneria strutturale, si introduca un coefficiente di sicurezza, inteso come rapporto:

$$\nu = \frac{\bar{Q}_r}{\bar{Q}_s} \qquad (14)$$

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:

$$\bar{Q}_r \geq \bar{Q}_s \qquad (15)$$

Orbene una tale verifica è accettabile allorquando le varianze in gioco, cioè le σ^2_r e σ^2_s sono molto modeste se non addirittura nulle[15].

---

15 Si ricorda che nel calcolo strutturale vengo ammessi coefficienti di sicurezza bassi quando si ha buona conoscenza dei materiali da costruzione (come nel caso dell'acciaio). Inoltre si incrementa la σ_{amm} nel caso che alle tensioni dovute ai 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 è, di fatto, una riduzione del coefficiente di sicurezza dovuto alla diminuita incertezza sull'entità della sollecitazione massima.

6.3 CONFRONTO TRA METODO PROBABILISTICO E METODO TRADIZIONALE, METODO SEMIPROBABI-LISTICO

Fissato un coefficiente di sicurezza ν ed un tempo di ritorno delle piogge T_r valutato alla Gumbel, è possibile calcolare, tramite la metodologia precedente, il tempo di ritorno effettivo di un evento di crisi della fognatura.

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 segue dove in ascissa sono i tempi di ritorno delle precipitazioni alla Gumbel ed in ordinata 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 sulla stessa figura 2 è poi tracciata una retta bisettrice del I quadrante, che quindi rappresenta l'equivalore tra tempi di ritorno delle precipitazioni e i tempi di ritorno 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.

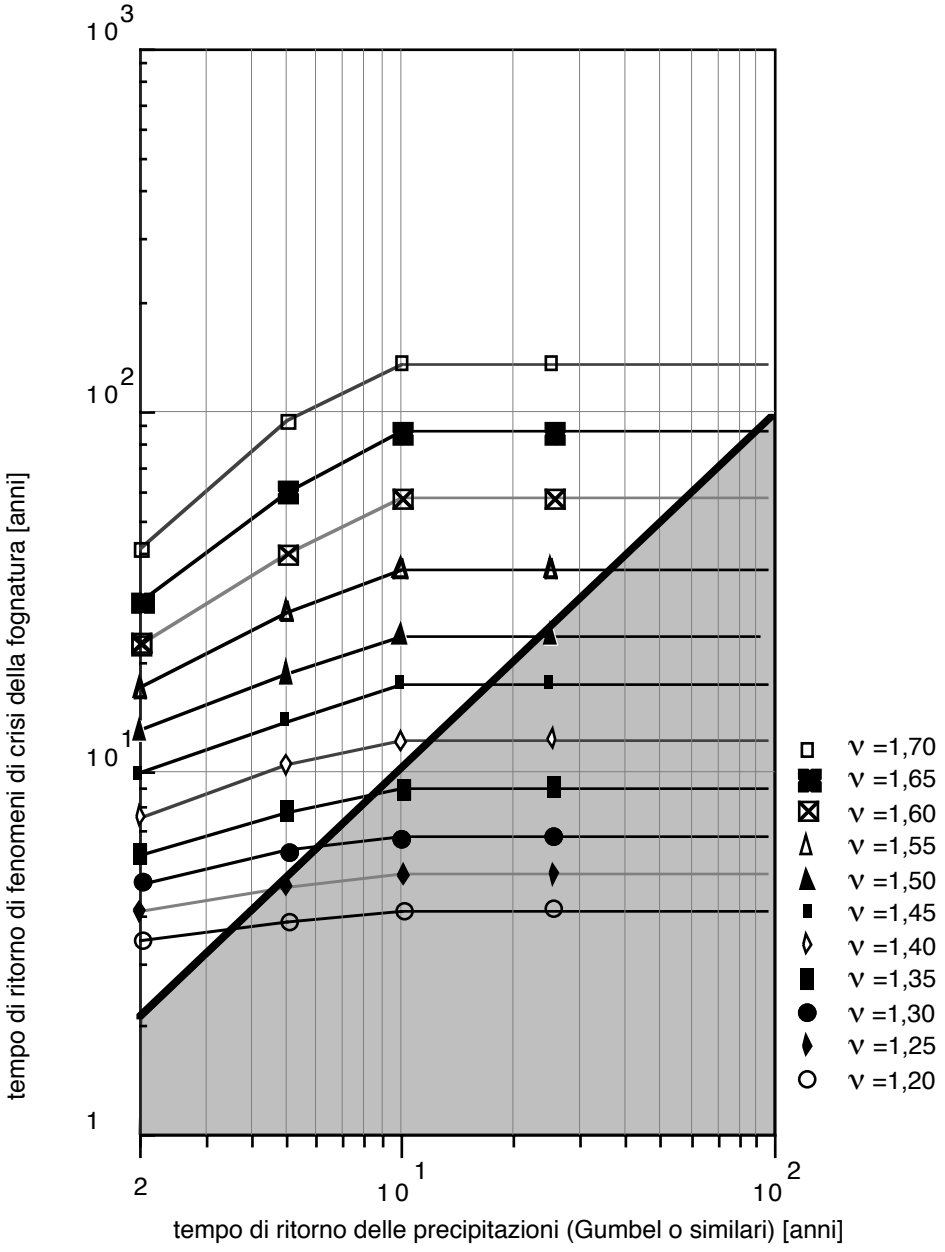


fig.2 - Abaco della relazione tra tempi di ritorno delle precipitazioni di crisi delle fognature

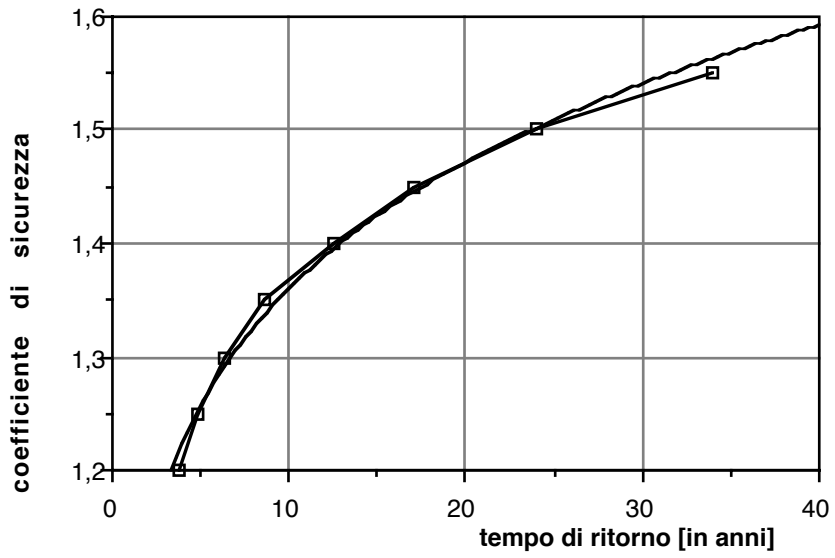


fig.3 - Andamento del coefficiente di sicurezza in funzione del tempo di ritorno della fognatura

L'equazione della curva in fig. 3 che correla il coefficiente di sicurezza al menzionato tempo di ritorno (unico per piogge e crisi della fognatura), ha espressione:

$$\nu = 1.046\, t_r^{0.114} \qquad (16)$$

Orbene per ottenere fogne che raggiungano tale risultato sarà sufficiente dimensionare la condotta non per la portata Q_s ma per la portata:

$$Q_r = \nu\, Q_s \qquad (17)$$

dove ν è dato dalla (17).

Il dimensionamento eseguito tramite la (17) può essere considerato come "semiprobabilistico" nel senso che è, 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

Tabelle e grafici per la determinazione dei parametri

Larcan, Mignosa e Paoletti nel formulare la (10) 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 sei diversi bacini urbani localizzati in differenti parti del mondo (tre in Florida, U.S.; uno a Baltimora, U.S.; uno in Danimarca ed infine uno in Australia).

Nella fig.1 tratta dai citati lavori degli Idraulici milanesi, è evidenziato in ciascun grafico il rapporto:

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

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

A_{tot} = Area totale del bacino.

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

- il rapporto tra le aree della superficie impermeabile direttamente connessa e le 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.

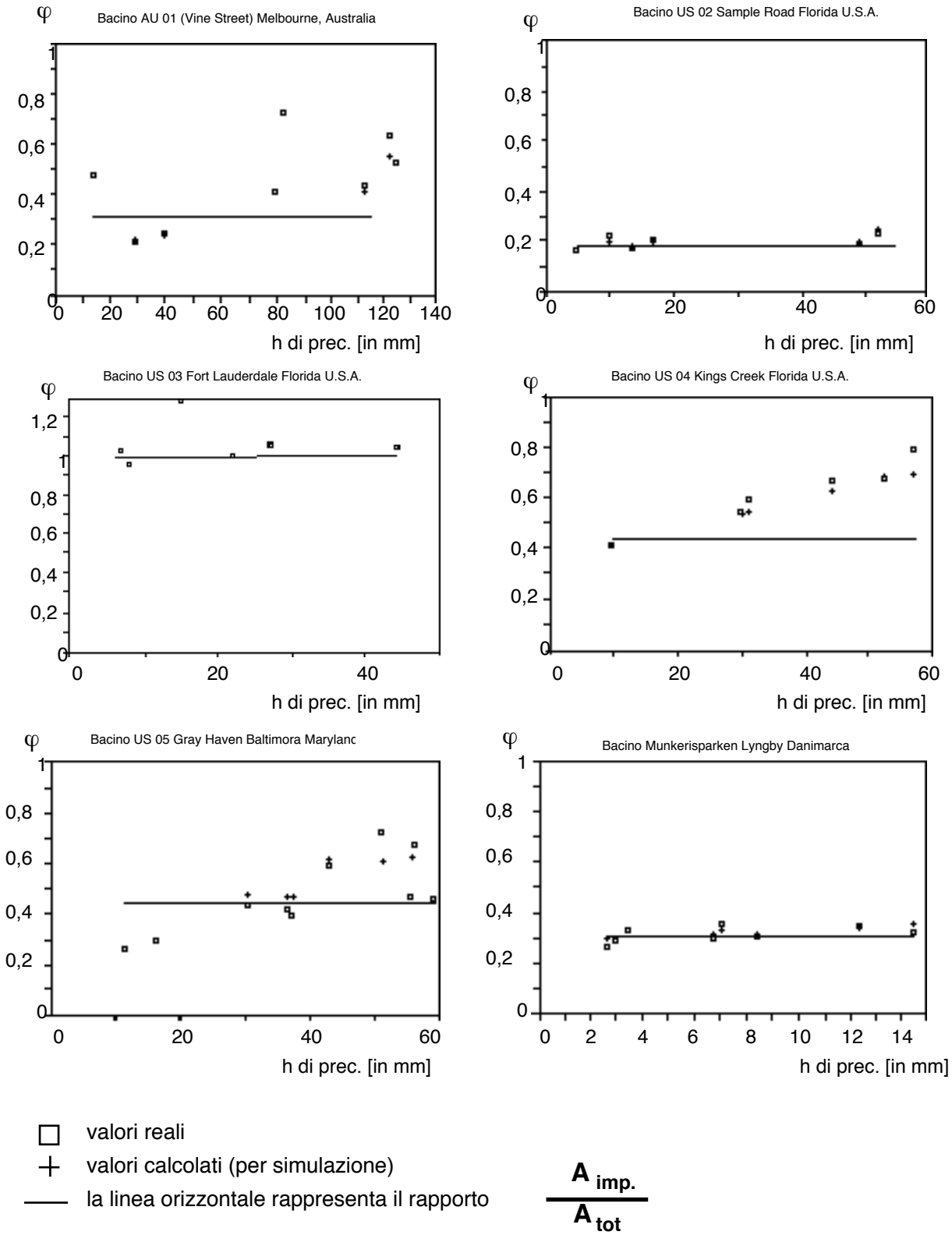


fig. 1 - Variazione del coefficiente di afflusso in funzione dell'altezza totale di precipitazione valutata per 6 diversi bacini sperimentali (da Maksimovic & Radojkovic, Urban Drainage Catchments, Pergamon Press, 1986)

APPENDICE II

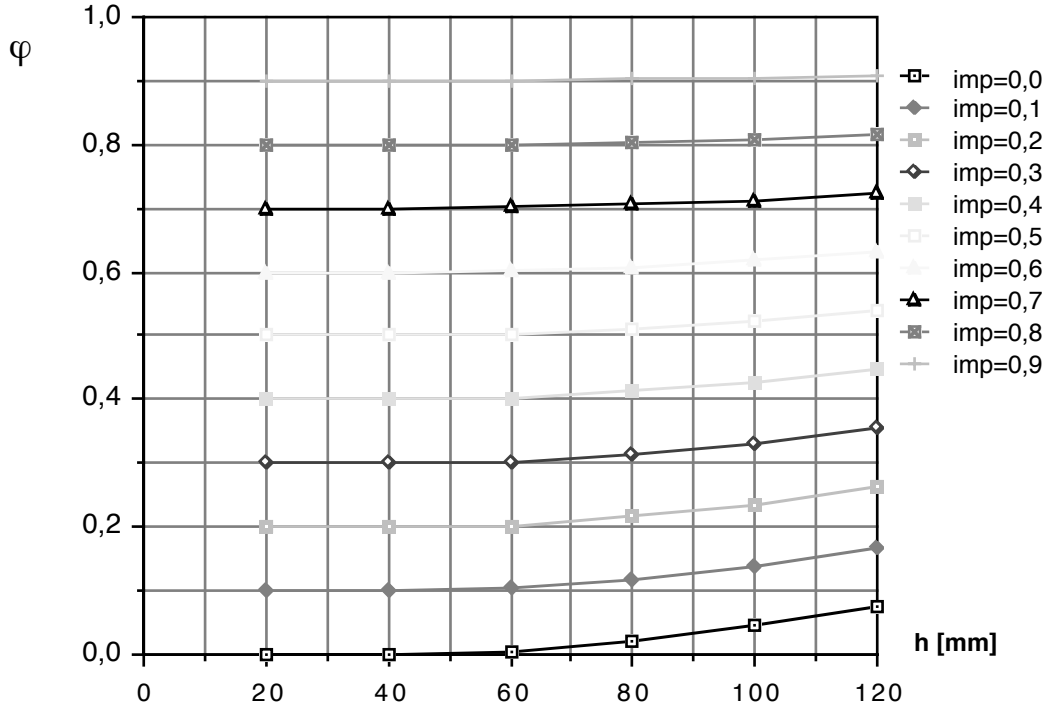


fig. 1 - Valori di φ in funzione dell'altezza di pioggia per terreni di tipo A

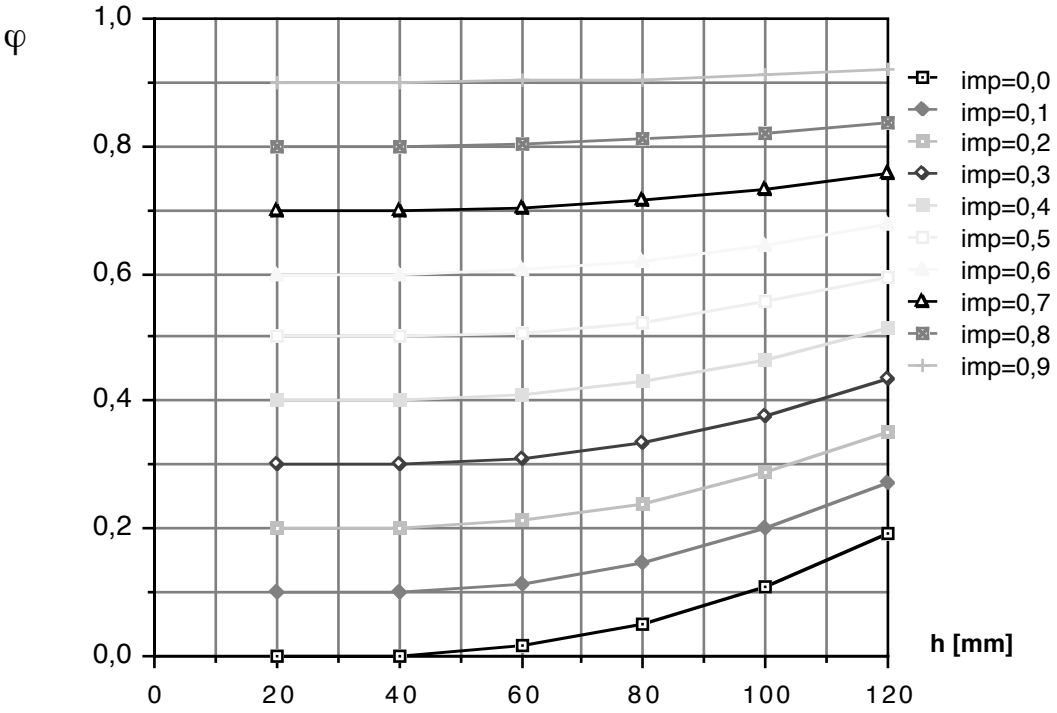


fig. 2 - Valori di φ in funzione dell'altezza di pioggia per terreni di tipo B

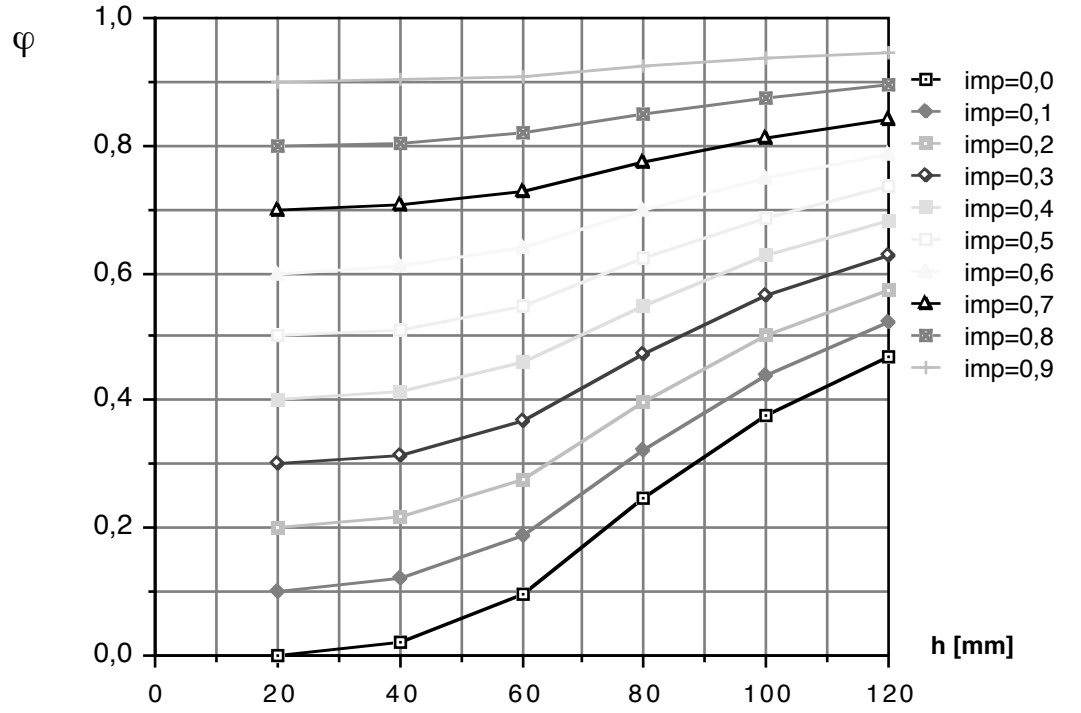


fig. 3 - Valori di φ in funzione dell'altezza di pioggia per terreni di tipo C

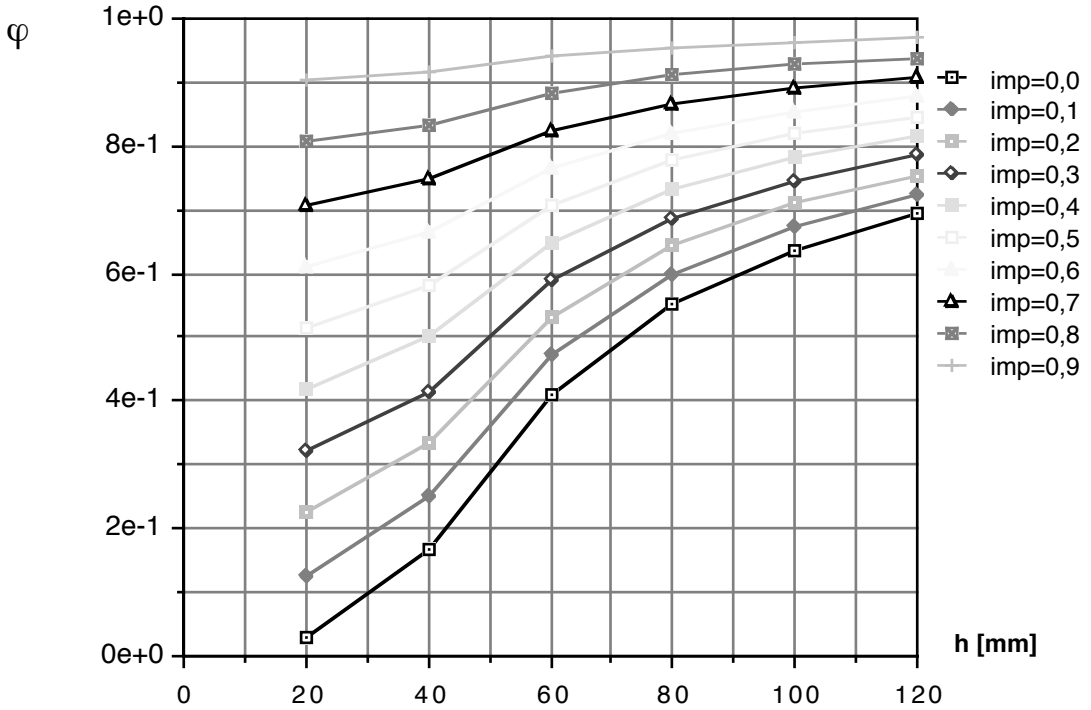


fig. 4 - Valori di φ in funzione dell'altezza di pioggia per terreni di tipo D

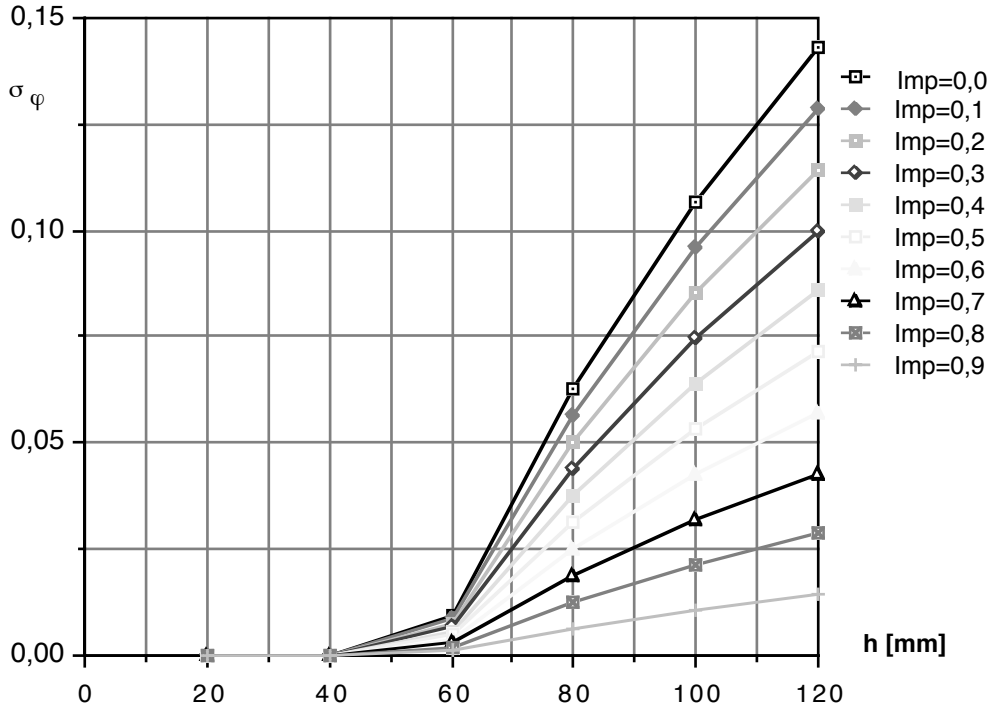


fig. 5 - Valori di σ_φ in funzione dell'altezza di pioggia per terreni di tipo A

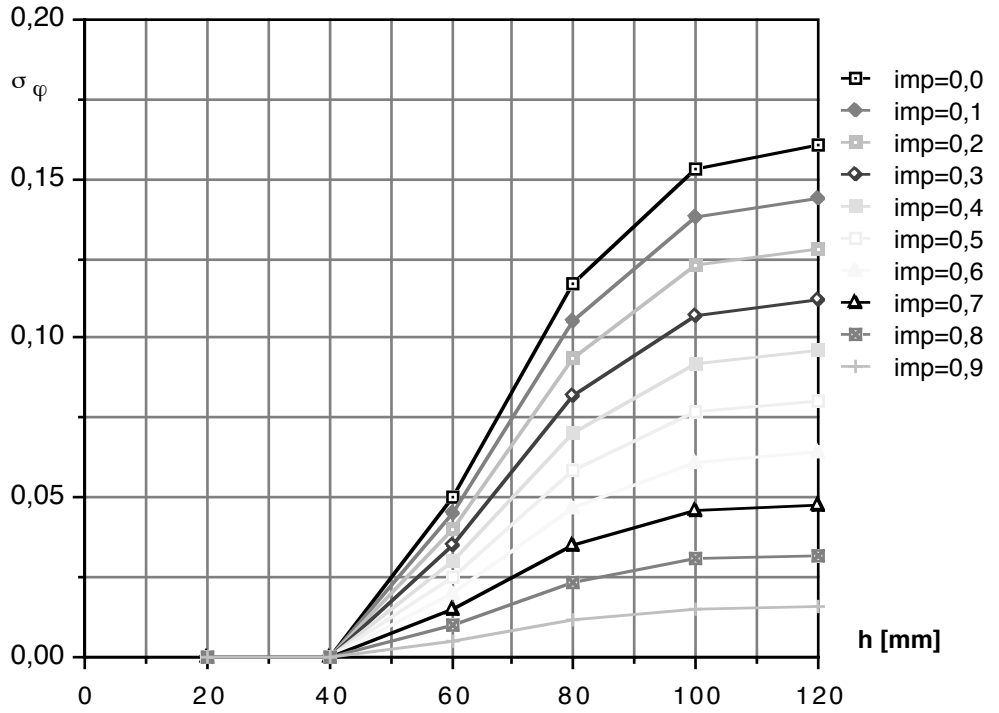


fig. 6 - Valori di σ_φ in funzione dell'altezza di pioggia per terreni di tipo B

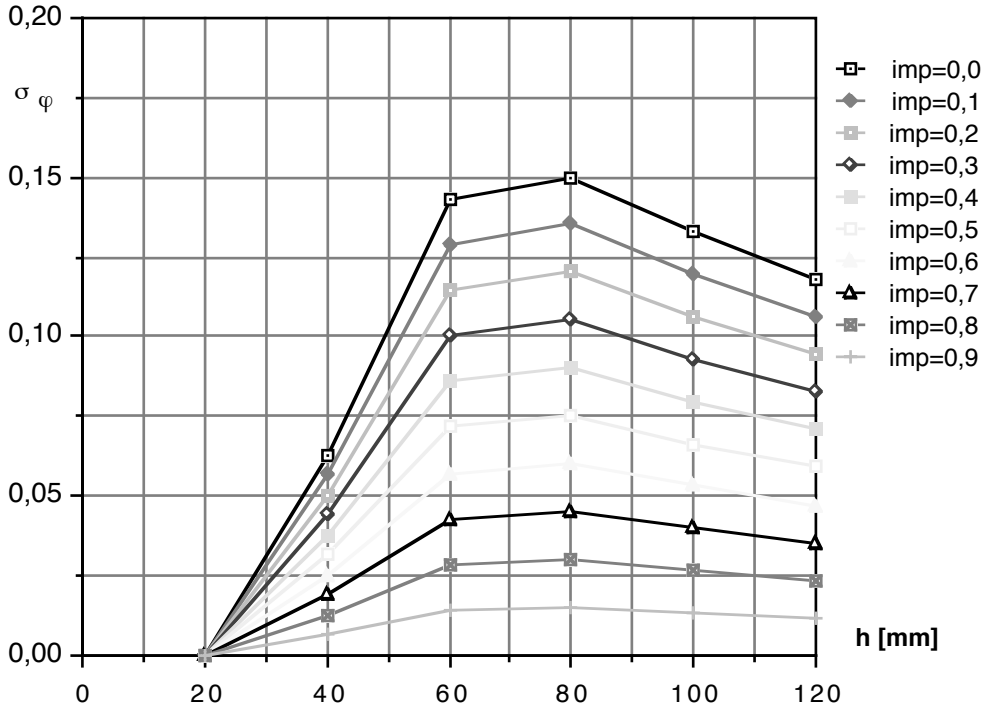


fig. 7 - Valori di σ_φ in funzione dell'altezza di pioggia per terreni di tipo C

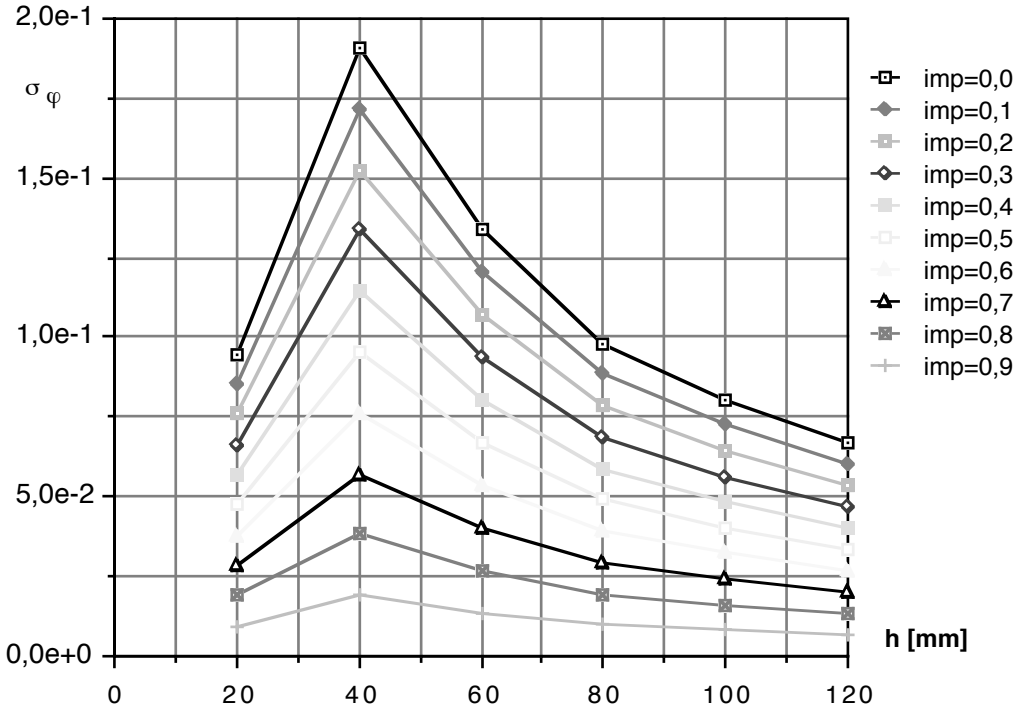


fig. 8 - Valori di σ_φ in funzione dell'altezza di pioggia per terreni di tipo D

APPENDICE III

Elaborazioni sulle precipitazioni

Secondo Moisello e Papiri "per definire il modello di generazione dei massimi annuali delle altezze di precipitazione relative alle diverse durate considerate, si devono operare successive trasformazioni di variabili al fine di trasformare il sistema delle variabili casuali originarie in un sistema di variabili gaussiane tra loro indipendenti, per il quale il problema della generazione dei campioni artificiali è di semplice soluzione. Invertendo la sequenza delle trasformazioni si ritorna dai valori delle variabili gaussiane, generati artificialmente, ai valori dei massimi annuali delle altezze di pioggia che interessano".

Con un tale modello, partendo dai valori dei massimi annuali delle altezze di precipitazione relative a 41 anni per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore relative alla stazione pluviometrica di Pesaro si sono generate quelle relative a 1000 anni (tramite l'utilizzo delle catene di Markov), e successivamente quelle a 1500, 2000 e 2500 anni, in modo tale da poter studiare con un sufficiente grado di veridicità l'andamento dei parametri a ed n.

Sui primi mille valori ottenuti sono stati calcolati valori medi e scarti quadratici medi delle altezze di pioggia generate, al fine di stabilire se rispondessero o meno ai parametri di distribuzione richiesti inizialmente, cioè se il campione reale di dati e quello generato appartenesero allo stesso universo.

Il confronto dei parametri ha evidenziato un notevole scostamento tra la distribuzione iniziale e quella finale nella quale il valore medio subisce un aumento notevole (40÷50%) così come la misura della dispersione.

Eliminando le incongruenze dovute a valori troppo alti od eccessivamente piccoli di precipitazione, si possono ottenere delle altezze di precipitazione generate che vanno sottoposte a specifici tests statici quali:

1) test di confronto della varianza;

2) test di confronto della media;

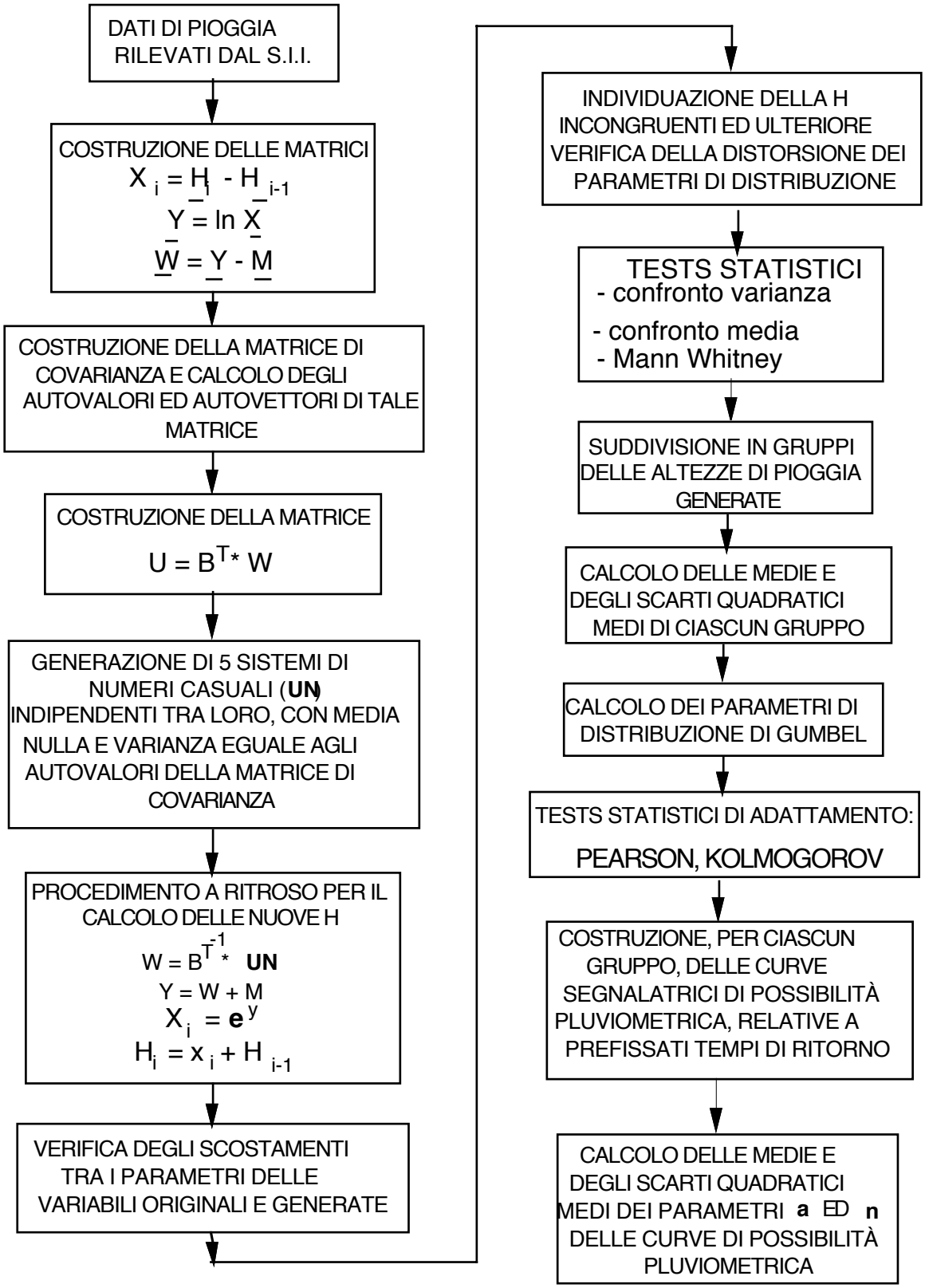
3) test di Mann Whitney;

al fine di stabilire se le grandezze generate e quelle originarie si possono ritenere estratte dallo stesso universo.

Generati quindi, tramite il modello precedente, un certo numero di valori di altezze di pioggia, queste sono state suddivise avendo cura di scegliere i dati in modo semicasuale e non riportando mai la stessa scelta.

Su tali classi sono stati poi eseguiti due ulteriori tests statici, quello di Kolmogorov e quello di Pearson al fine di stabilire se tali altezze di precipitazioni fossero distribuite o meno secondo la legge di Gumbel. Entrambi i tests hanno dato esito positivo per cui è stato possibile l'elaborazione dei dati secondo Gumbel.

Tramite questa legge, si sono ottenute una serie di valori per **a** ed una per **n** (per ciascun valore di tempo di ritorno) su cui operare un'elaborazione statistica molto semplice. Tutto il procedimento è sintetizzato nel flow-chart seguente.


DATI DI PIOGGIA RILEVATI DAL S.I.I.
COSTRUZIONE DELLE MATRICI
$X_i = H_i - H_{i-1}$
$Y = \ln X$
$W = Y - M$
COSTRUZIONE DELLA MATRICE DI COVARIANZA E CALCOLO DEGLI AUTOVALORI ED AUTOVETTORI DI TALE MATRICE
COSTRUZIONE DELLA MATRICE
$U = B^T * W$
GENERAZIONE DI 5 SISTEMI DI NUMERI CASUALI (UN) INDIPENDENTI TRA LORO, CON MEDIA NULLA E VARIANZA EGUALE AGLI AUTOVALORI DELLA MATRICE DI COVARIANZA
PROCEDIMENTO A RITROSO PER IL CALCOLO DELLE NUOVE H
$W = B^{T^{-1}} * UN$
$Y = W + M$
$X_i = e^y$
$H_i = x_i + H_{i-1}$
VERIFICA DEGLI SCOSTAMENTI TRA I PARAMETRI DELLE VARIABILI ORIGINALI E GENERATE
INDIVIDUAZIONE DELLA H INCONGRUENTI ED ULTERIORE VERIFICA DELLA DISTORSIONE DEI PARAMETRI DI DISTRIBUZIONE
TESTS STATISTICI
- confronto varianza
- confronto media
- Mann Whitney
SUDDIVISIONE IN GRUPPI DELLE ALTEZZE DI PIOGGIA GENERATE
CALCOLO DELLE MEDIE E DEGLI SCARTI QUADRATICI MEDI DI CIASCUN GRUPPO
CALCOLO DEI PARAMETRI DI DISTRIBUZIONE DI GUMBEL
TESTS STATISTICI DI ADATTAMENTO:
PEARSON, KOLMOGOROV
COSTRUZIONE, PER CIASCUN GRUPPO, DELLE CURVE SEGNALATRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA, RELATIVE A PREFISSATI TEMPI DI RITORNO
CALCOLO DELLE MEDIE E DEGLI SCARTI QUADRATICI MEDI DEI PARAMETRI a ED n DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

APPENDICE IV

Determinazione pratica delle varianze σ_a^2, σ_n^2 e $\sigma_{t_c}^2$

Dai dati raccolti in APPENDICE III sono stati costruiti i grafici che seguono riportanti gli inviluppi della σ_a (fig. 1) e σ_n (fig. 2) noto il tempo di ritorno della precipitazione.

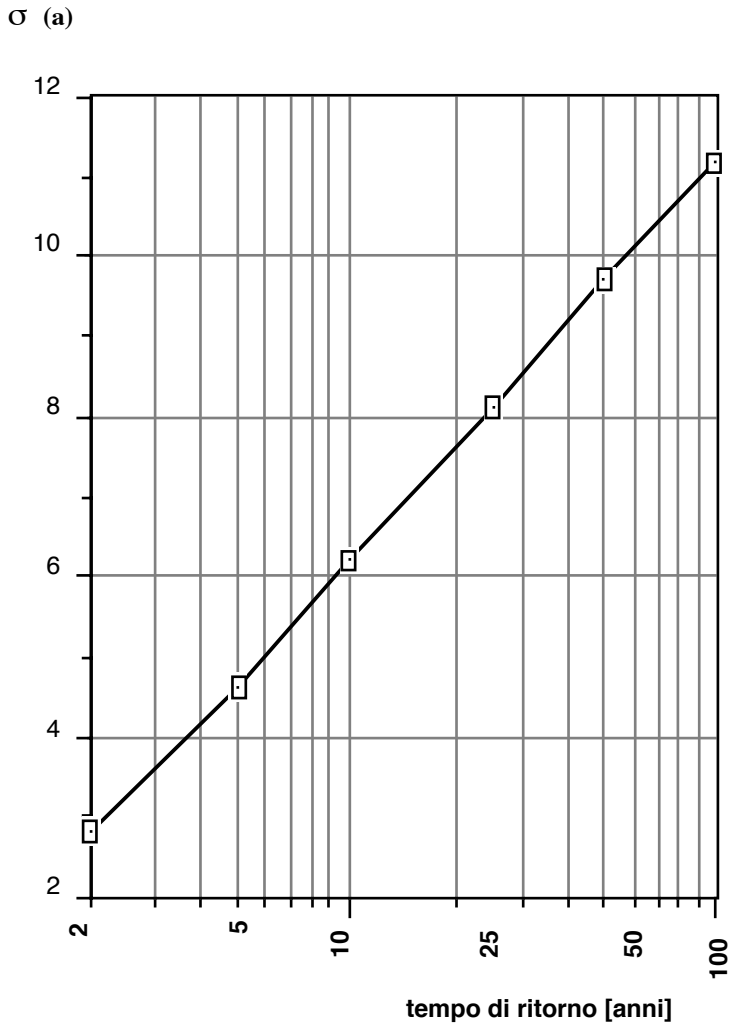


fig. 1 - Inviluppo del parametro σ(a)

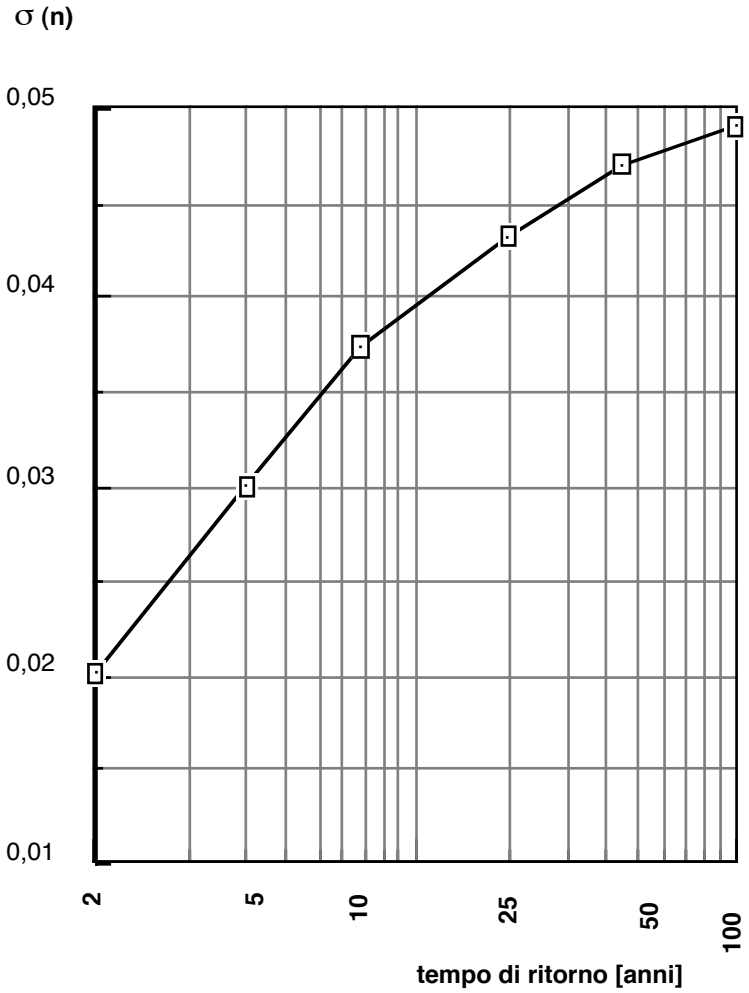


fig. 2 - Inviluppo del parametro σ(n)

Come accennato la ricerca di σ_{t_c} è pressoché impossibile e si aggira il problema tramite la (11) studiando e graficizzando le variazioni di σ_{t_c} in funzione degli altri parametri, fatto salvo per η_i.

I grafici che seguono sono stati ottenuti per tempi di ritorno di 2, 5, 10, 25 e 50 e 100 anni, fissando in corrispondenza di tale tempo i valori di $\bar{a}$ e $\bar{n}$ nonché quello di $\mathbf{t}_c$ e facendo variare gli altri parametri uno solo per volta: vale a dire dapprima tenendo fissi σ_a,σ_n e σ_{t_c} e facendo variare σ_η. Successivamente tenendo fissi σ_n, σ_{t_c} e σ_η e facendo variare σ_a, quindi ancora tenendo fissi σ_{t_c}, σ_η e σ_a e facendo variare σ_n, ed infine tenendo fissi σ_η, σ_a e σ_n e facendo variare σ_{t_c}.

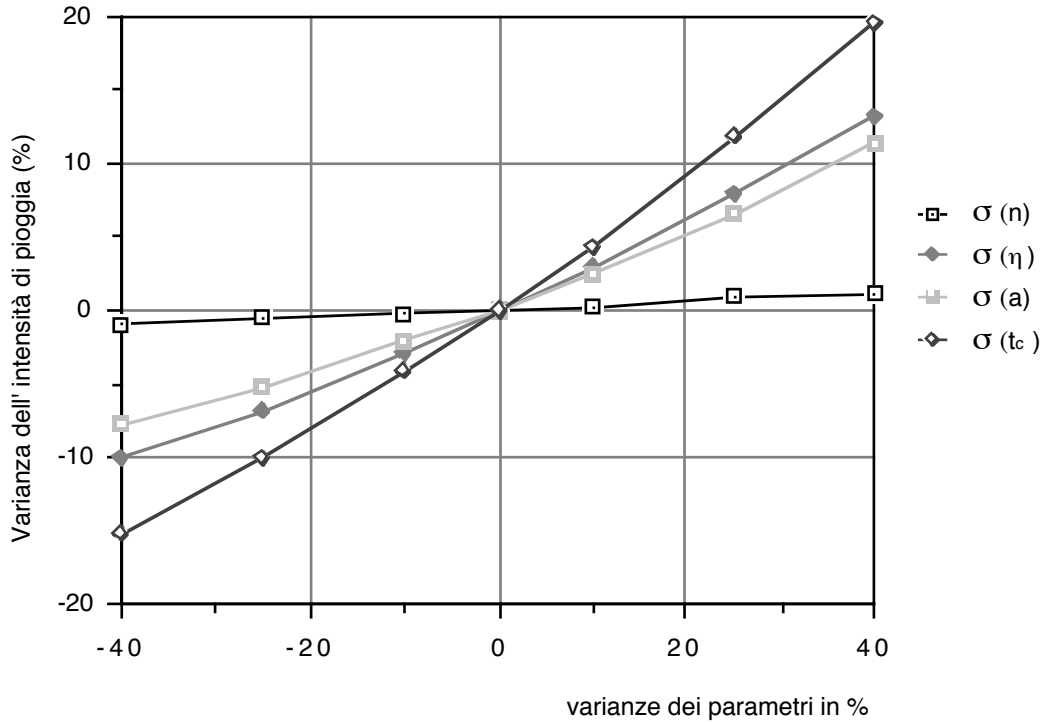


fig. 3 - Influenza delle varianze dei parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica sulla varianza dell'intensità di pioggia (tempo di ritorno tr=2 anni)

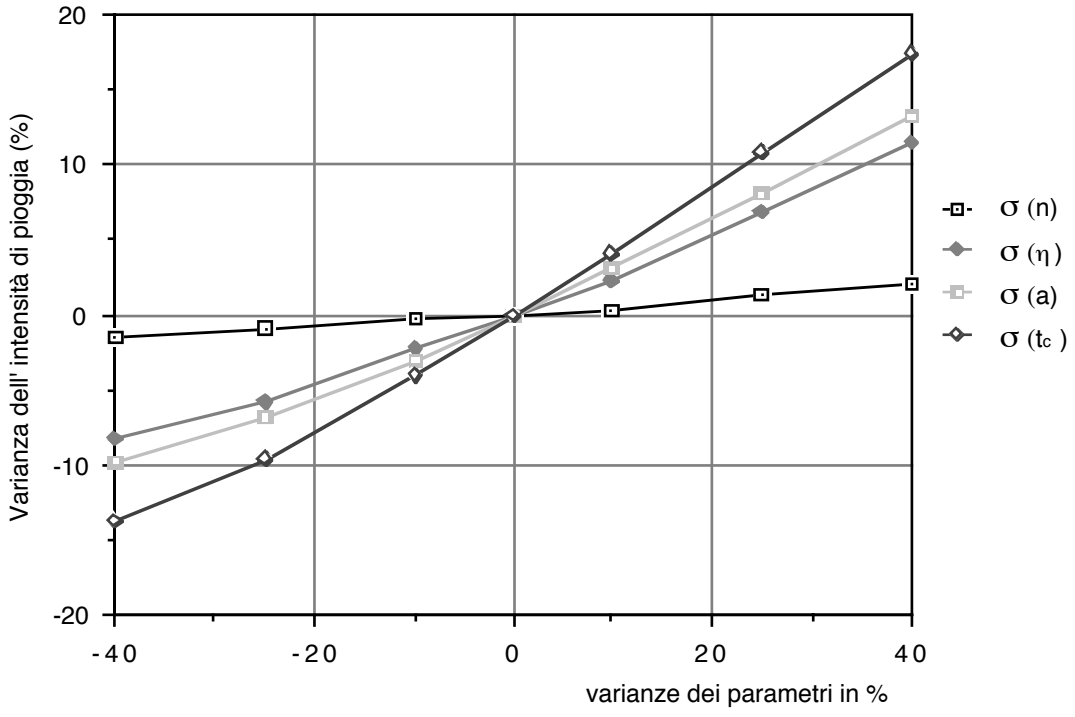


fig. 4 - Influenza delle varianze dei parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica sulla varianza dell'intensità di pioggia (tempo di ritorno tr=5 anni)

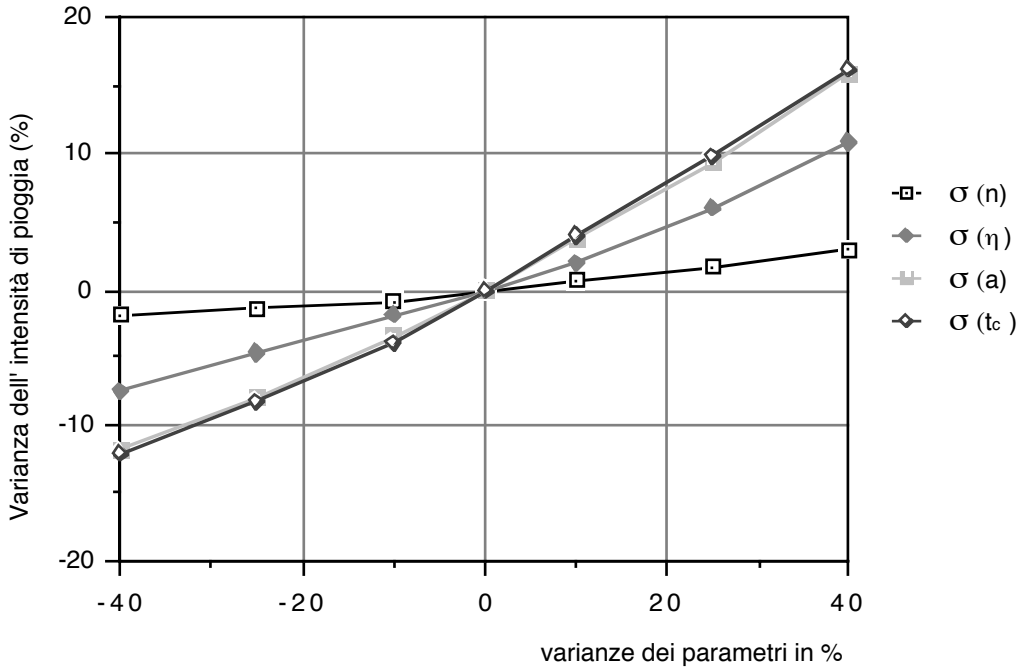


fig. 5 - Influenza delle varianze dei parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica sulla varianza dell'intensità di pioggia (tempo di ritorno tr=10 anni)

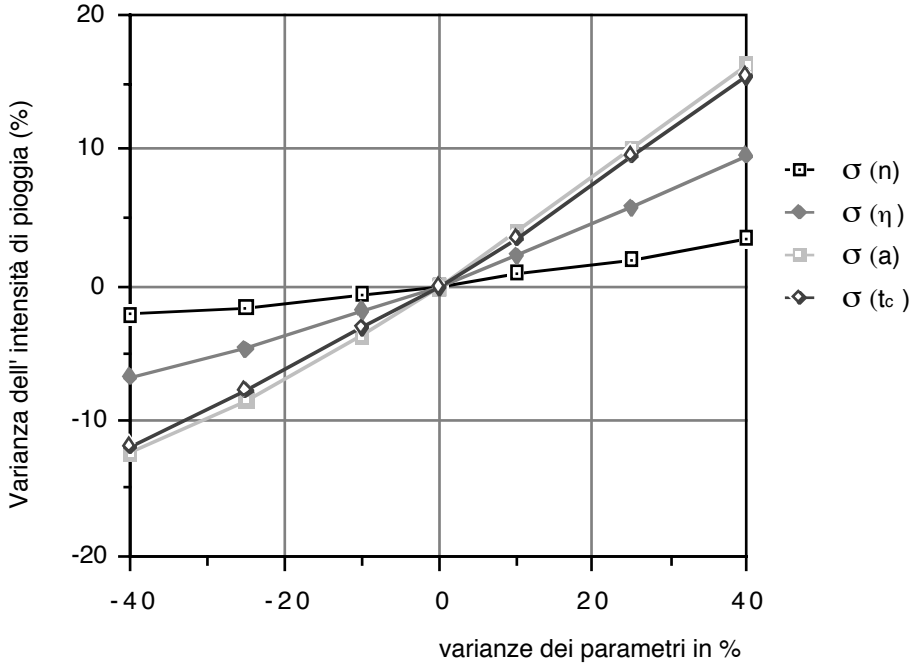


fig. 6 - Influenza delle varianze dei parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica sulla varianza dell'intensità di pioggia (tempo di ritorno tr=25 anni)

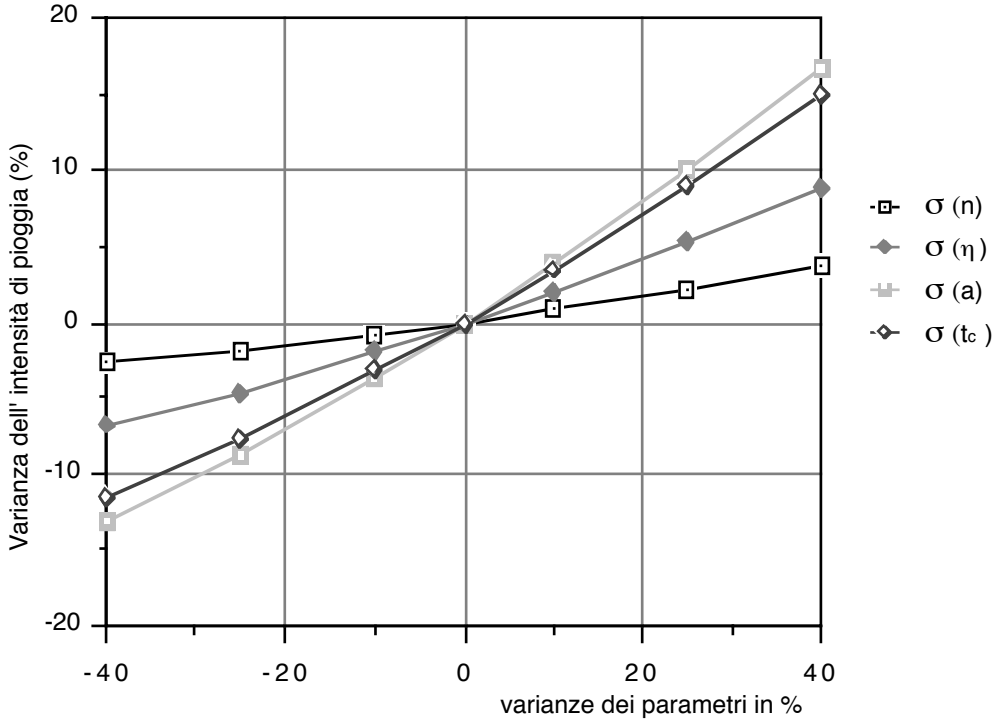


fig. 7 - Influenza delle varianze dei parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica sulla varianza dell'intensità di pioggia (tempo di ritorno tr=50 anni)

Valori della σ oggetto di variazioni sono state imposti nel range ±40% del valore medio della variabile corrispondente.

Ne sono derivati i grafici precedenti dai quali è evidente la scarsa influenza, e quindi la trascurabilità del parametro σ_n ai fini della determinazione di σ_i mentre si è rilevato che hanno ampia rilevanza i parametri σ_{t_c} e σ_η.

Da qui l'ovvia considerazione che il non tener conto:

a) delle incertezze nella valutazione del tempo di ritorno;

b) della non perfetta rispondenza del modello di pioggia (curva segnalatrice di possibilità pluviometrica);

può portare ad errori gravissimi che inficiano l'affidabilità dell'opera progettanda.

I grafici precedenti non sono però di per sé operativi in quanto danno σ_i in funzione di una soltanto delle altre σ. Poiché sia $\bar{a}$ che $\bar{n}$, nonché σ_a, σ_n dipendono da t_c e da t_r (relativo all'evento pluviometrico) è possibile costruire dei nuovi grafici, uno per

ciascun t_c dove, fissato t_r, si può ottenere direttamente sia $\bar{i}$ che σ_i. Per quest'ultimo non è stata graficizzata una sola curva bensì un'intera famiglia di curve, ciascun elemento delle quali è relativo ad un predeterminato valore di σ_{t_c}.

Tramite l'uso di tali curve è dunque risolvibile il problema se il progettista oltre a fissare t_r fissa anche σ_{t_c}.

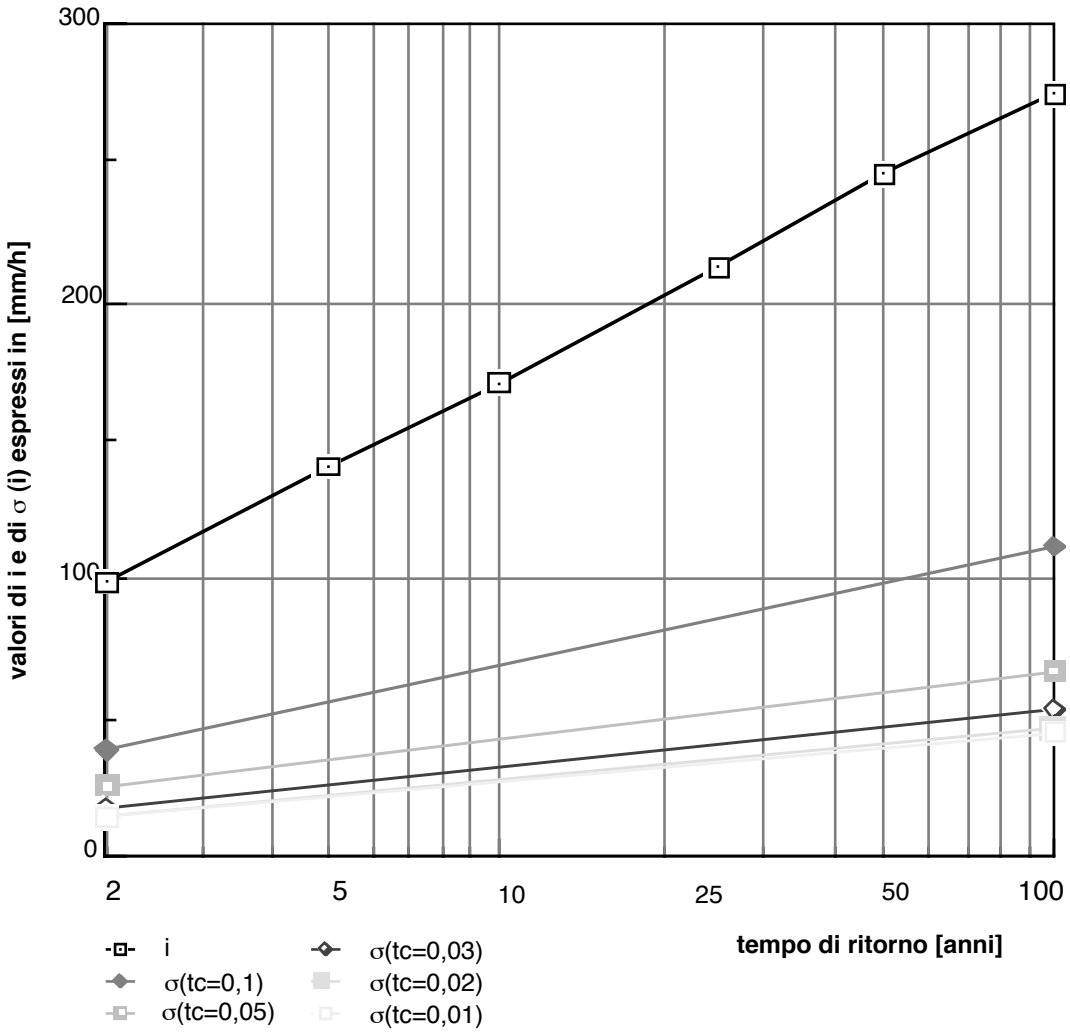


fig. 8 - Valori di i e di σ(i) in funzione di tr per tc=0,2 ore (12 minuti)

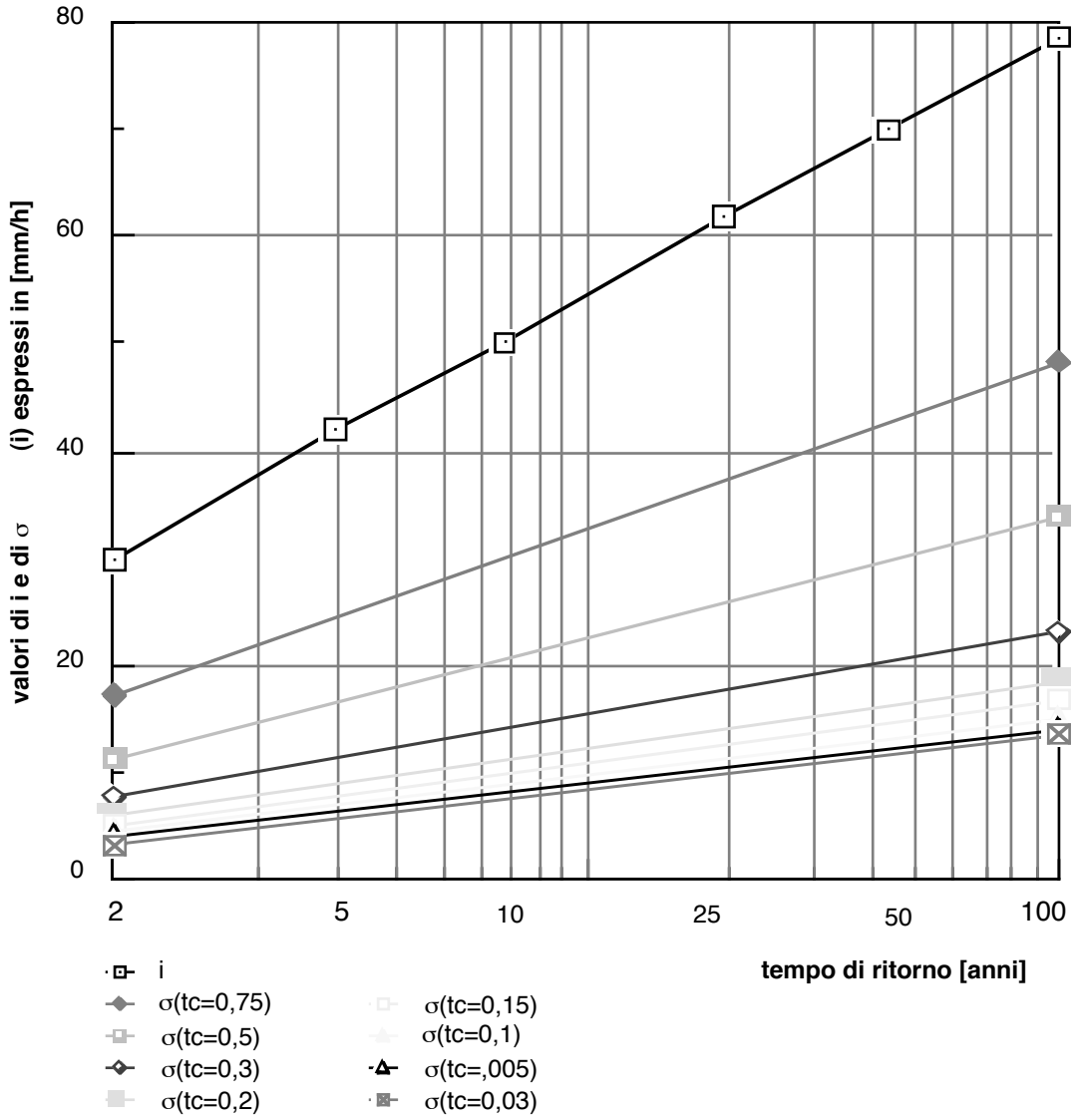


fig. 9 - Valori di i e di σ(i) in funzione di tr per tc=0,4 ore (24 minuti)

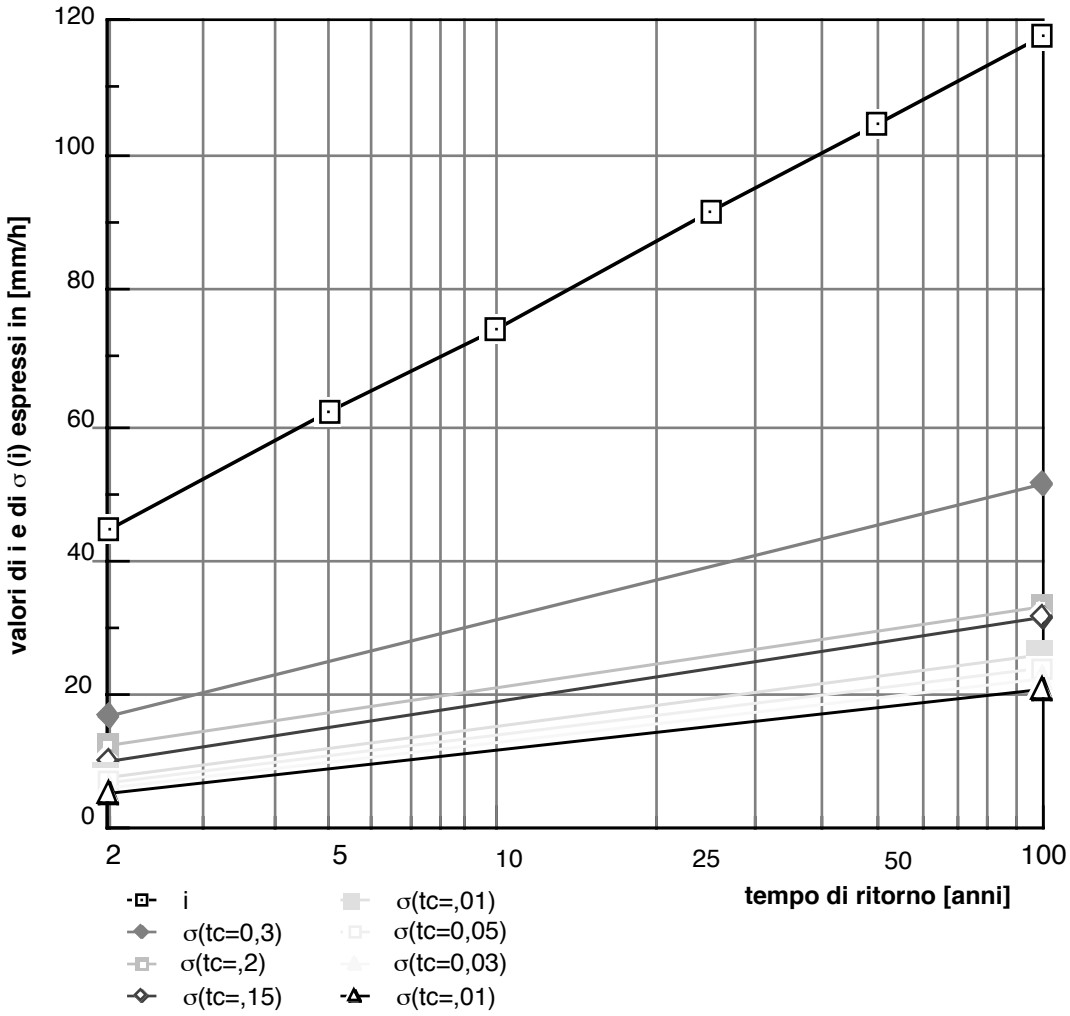


fig. 10 - Valori di i e di σ(i) in funzione di tr per tc=0,6 ore (36 minuti)

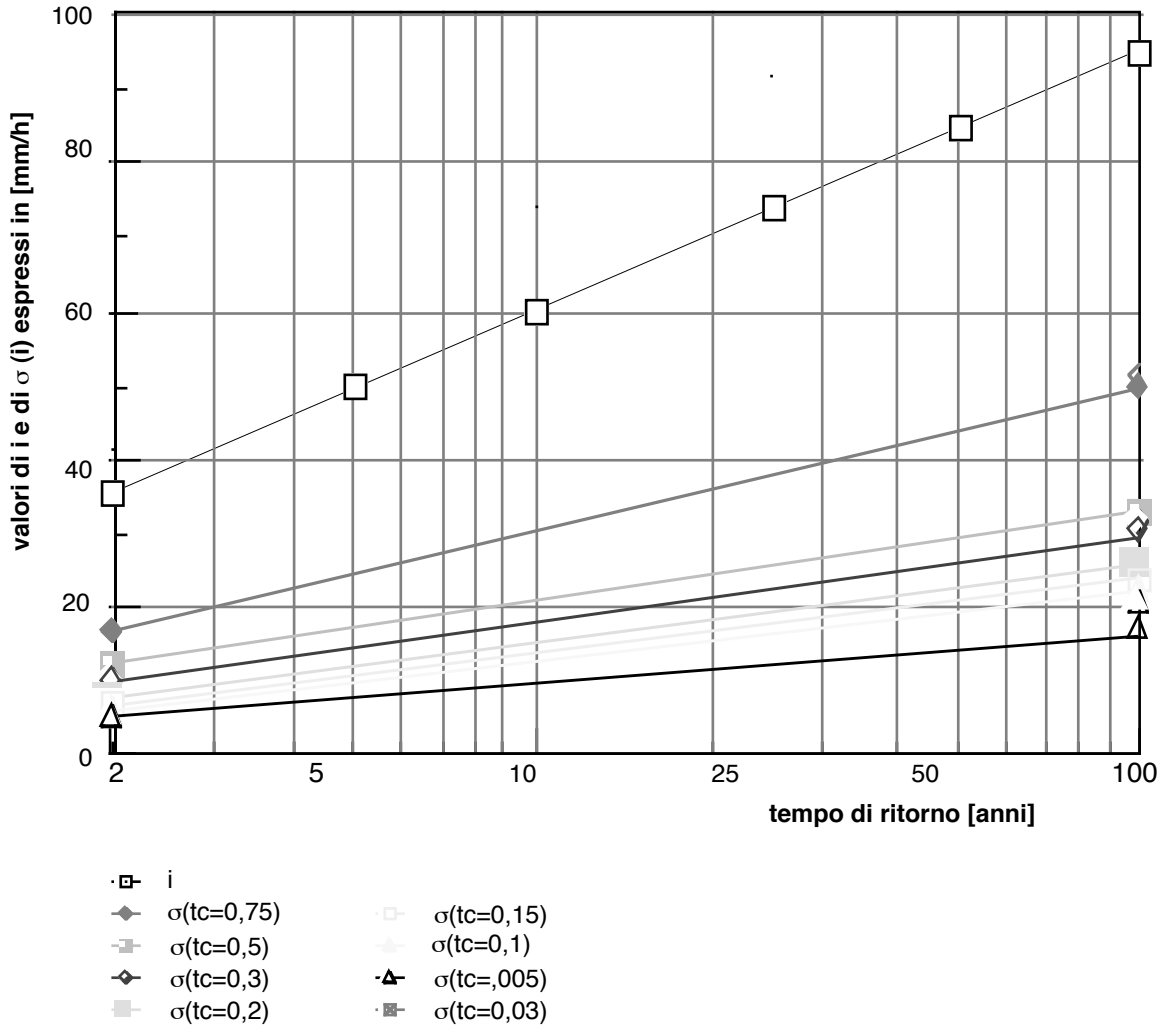


fig. 11 - Valori di i e di σ(i) in funzione di tr per tc=0,8 ore (48 minuti)

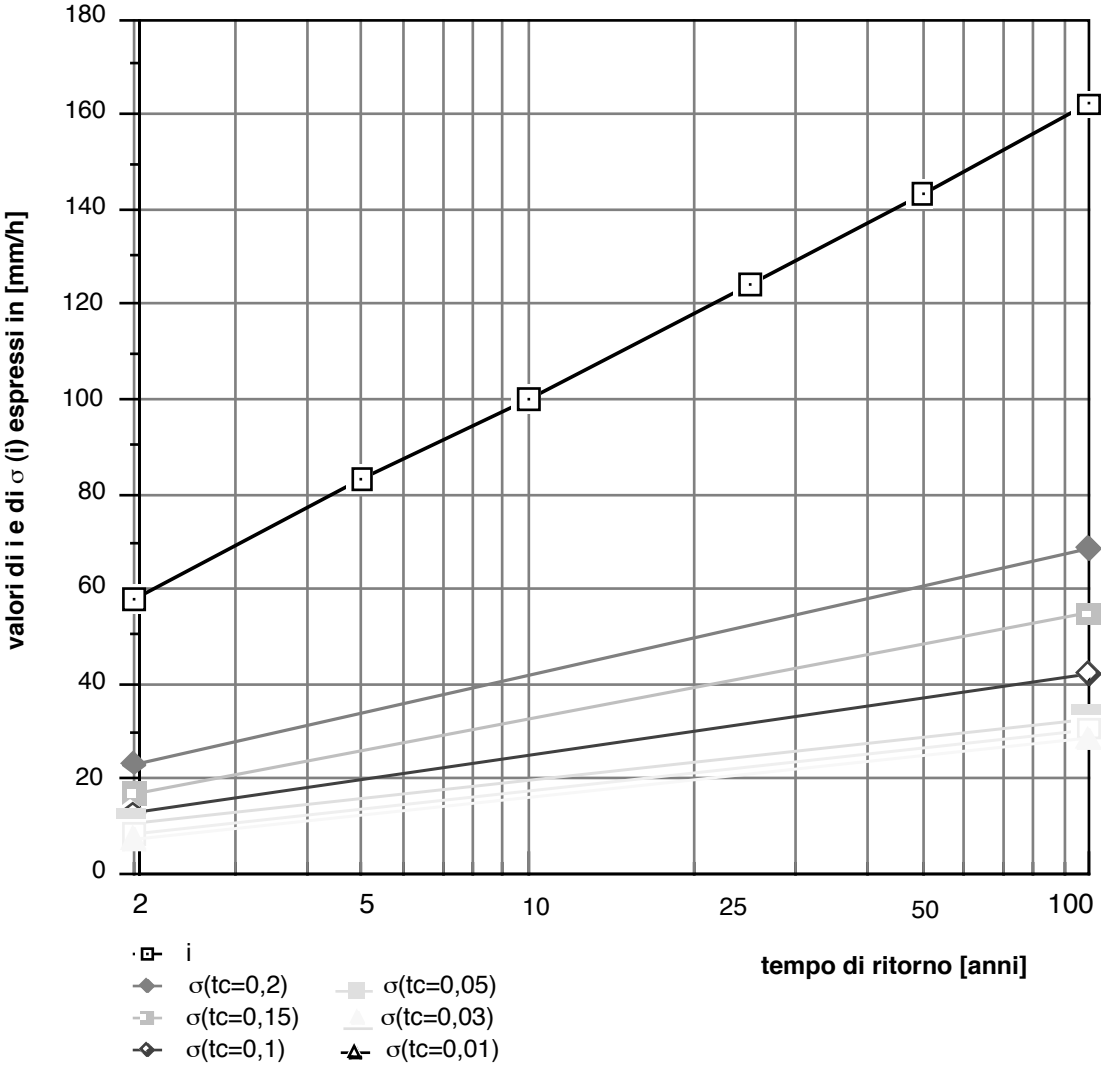


fig. 12 - Valori di i e di σ(i) in funzione di tr per tc=1 ora

APPENDICE V

Variabilità della portata al variare della pendenza intorno ad una prefissata pendenza media

Lo studio della variabilità di Q_r con σ_I è stato affrontato nel seguente modo: fissata una determinata pendenza (media) del collettore fognario e per un prefissato valore di σ_I si è generata una serie di numeri pseudo-casuali di media $\bar{I}$ e con varianza pari a σ_I^2.

Si è assunto che:

a) ciascun tubo costituente la condotta abbia una pendenza pari ad uno dei numeri pseudo-casuali come sopra calcolati,

b) che i tubi abbiano lunghezza di 8 m e che ogni tre tubi vi sia un pozzetto di ispezione.

Con queste ipotesi le pendenze esaminate variano da un massimo del 3.5% ad un minimo del 1.3%, mentre $\frac{\sigma_I^2}{\bar{I}}$ assume valori dal 5 al 20%.

Si è ammesso anche che il moto nella condotta così definita avvenga in condizioni di permanenza (invariabilità nel tempo).

Nei grafici che seguono è raccolta la sintesi dei risultati della ricerca.

Per ognuna delle pendenze medie cui si è fatto riferimento $\bar{I}$ sono riportati due grafici:

- il primo è relativo alla variabilità della portata in funzione della radice quadrata della varianza delle pendenze, e quindi fornisce informazioni sulla parte di σ^2_r dovuto a σ_I^2

- il secondo riguarda il valore di $\bar{Q}_r$ sempre in funzione di σ_I^2.

La ricerca è stata condotta per lunghezze del tratto fognario di 650, 1300 e 2600 metri. A tali valori si riferiscono le curve riportate nei grafici, secondo la seguente leggenda:

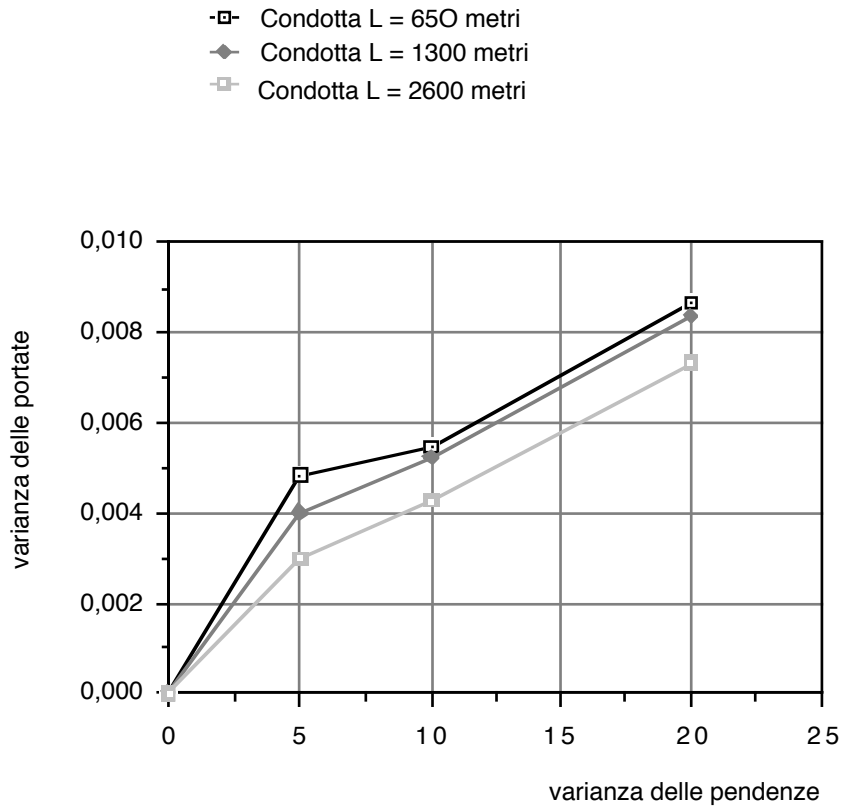


fig. 1 - Varianza della portata in funzione delle pendenze (pendenza media 1,3%)

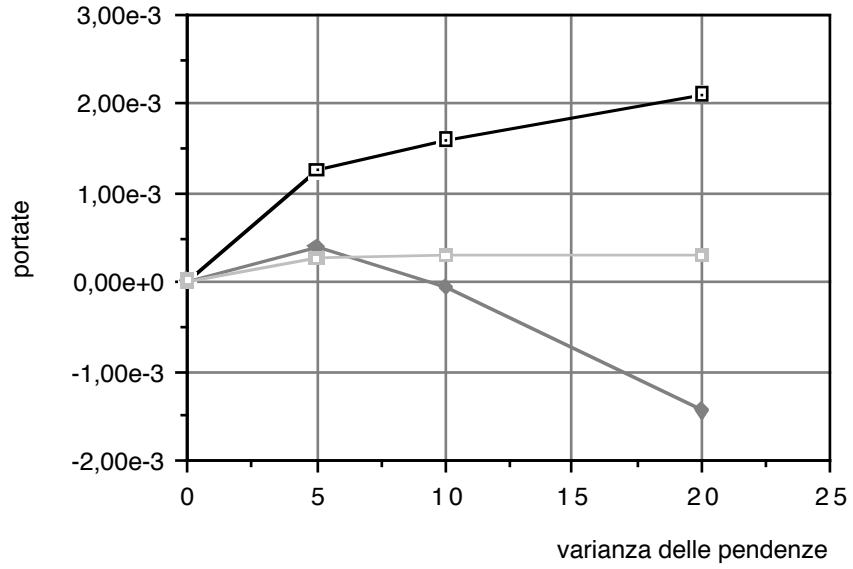


fig. 2 - Scarto tra le portate calcolate con la formula di Manning e quelle di moto permanente in funzione della varianza delle pendenze (pendenza media 1,3%)

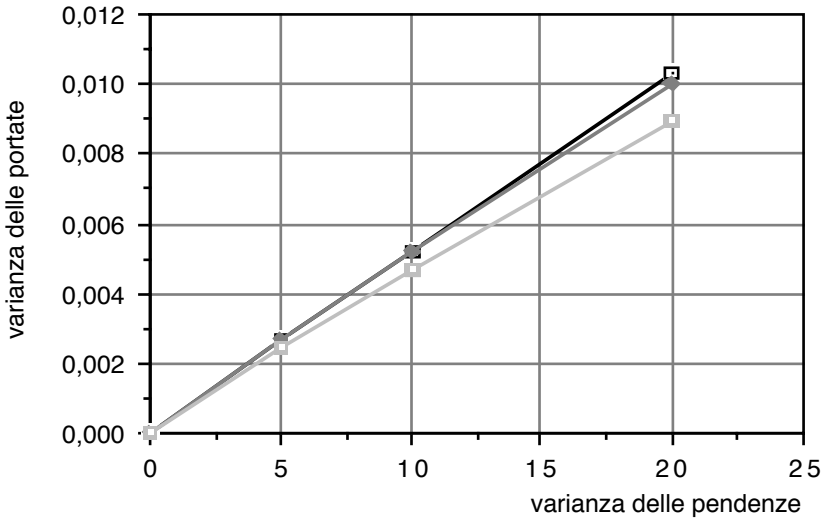


fig. 3 - Varianza della portata in funzione delle pendenze (pendenza media 1,5%)

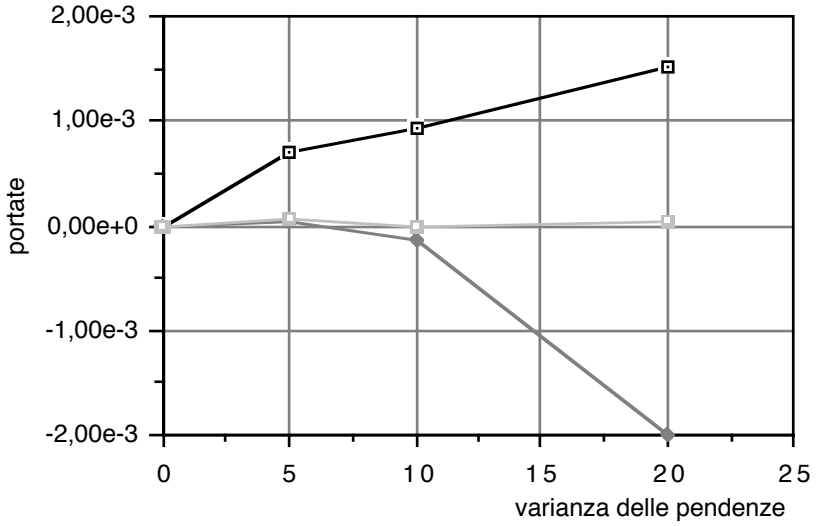


fig. 4 - Scarto tra le portate calcolate con la formula di Manning e quelle di moto permanente in funzione della varianza delle pendenze (pendenza media 1,5%)

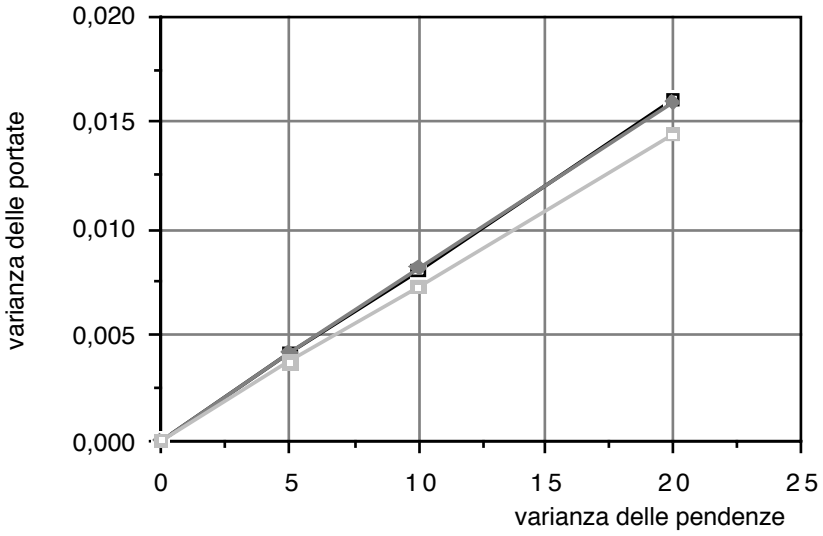


fig. 5 - Varianza della portata in funzione delle pendenze (pendenza media 2%)

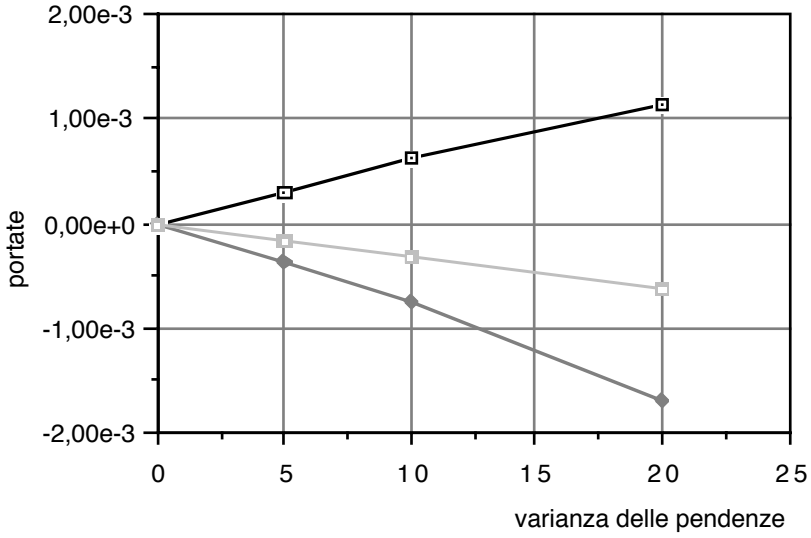


fig. 6 - Scarto tra le portate calcolate con la formula di Manning e quelle di moto permanente in funzione della varianza delle pendenze (pendenza media 2%)

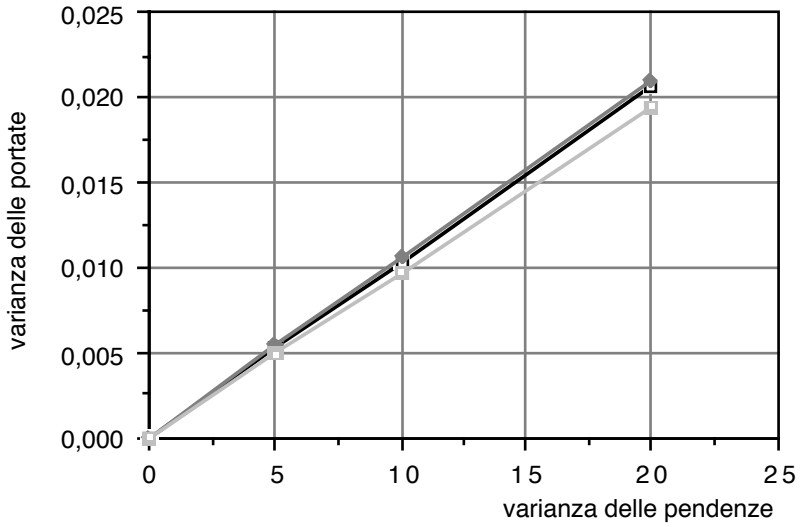


fig. 7 - Varianza della portata in funzione delle pendenze (pendenza media 2,8%)

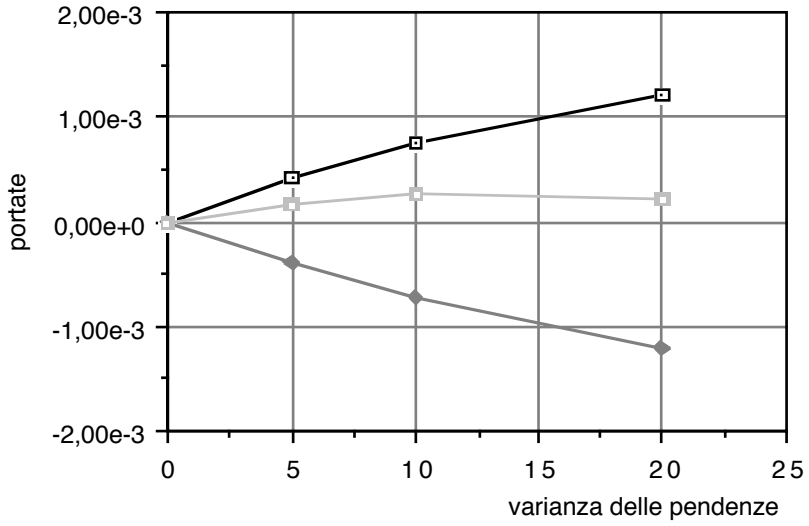


fig. 8 - Scarto tra le portate calcolate con la formula di Manning e quelle di moto permanente in funzione della varianza delle pendenze (pendenza media 2,8%)

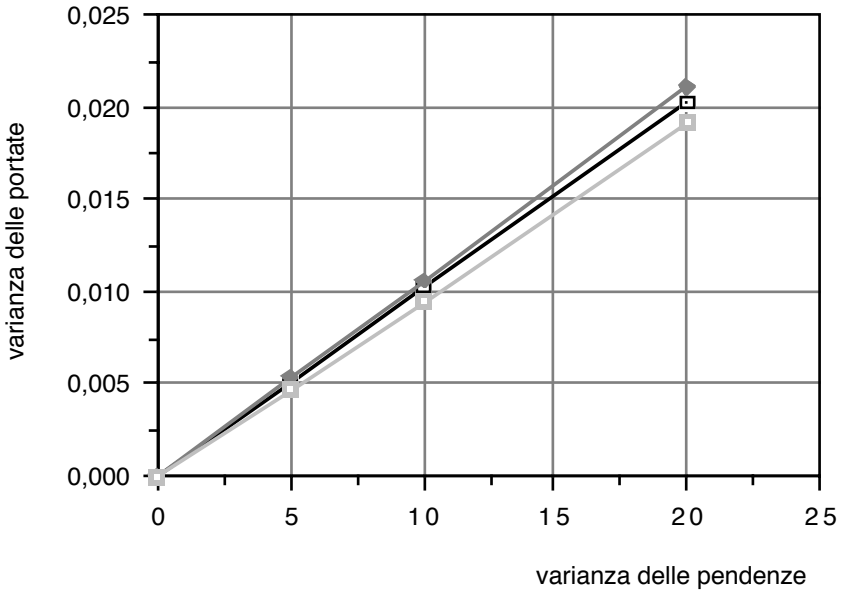


fig. 9 - Varianza della portata in funzione delle pendenze (pendenza media 3,5%)

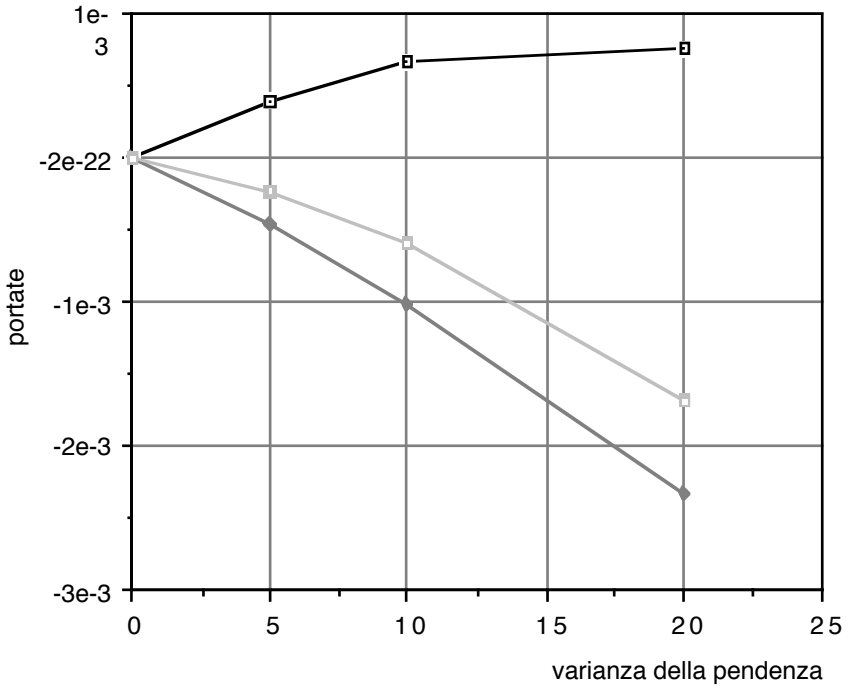


fig. 10 - Scarto tra le portate calcolate con la formula di Manning e quelle di moto permanente in funzione della varianza delle pendenze (pendenza media 3,5%)

BIBLIOGRAFIA

L'elenco bibliografico che segue non è certo né esaustivo né tantomeno completo della letteratura tecnica (e non) intorno alle fognature. E' solo un campione significativo dal quale è possibile avere tuttavia un'idea della vastità della materia e della portata di taluni argomenti.

Volutamente nell'elenco bibliografico sono stati inseriti note e riferimenti relativi ad argomenti appena sfiorati nel testo onde dare allo studioso la possibilità di approfondirli.

ADEMOLLO A. Aspetti dell'Idraulica delle fognature nella normativa del settore. Convegno sul tema "Difesa dell'ambiente: problemi degli impianti di fognatura urbana". Pescara 1984

ALBANESI S. Condotte di fognatura in situazione sismica. Giornata di studio "Le fognature ed il territorio" organizzata dall'Istituto di Idraulica della Facoltà di Ingegneria di Ancona e dalla Federceramica. Ancona 1986

AA. VV. Cinquanta anni d'Ingegneria Italiana dell'Acqua. Associazione Idrotecnica Italiana. Japadre 1981

AA. VV. Lessico Universale della lingua italiana. Istituto della Enciclopedia Trecani.

AA. VV. New Technologies in Urban Drainage (UDT '91) Edited by MAKSIMOVIC. Elsevier 1991

BARBERIS V., MARGARITORA G. Gli allacciamenti alle fognature. Convegno sul tema "Difesa dell'ambiente: problemi degli impianti di fognatura urbana". Pescara 1984

BENJIAMIN J.R., CORNELL C.A.
Probability, statistic and decision for civil engineering. Mc Graw Hill Book. N.Y., 1970

BIGGIERO V. Sul tracciamento dei profili delle vene liquide. Atti del VIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Pisa 1963

BIGGIERO V., PIANESE D. Gli sfioratori laterali nelle reti di drenaggio urbano. Orientamenti attuali in idrologia urbana. Bios 1988

CALENDA G., MARGARITORA G.
Fognature, dispense in uso presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma. A.A. 1975/76

CALOMINO F, VELTRI P. Modelli di calcolo delle fognature pluviali. VII Corso di aggiornamento in tecniche per la difesa dall'inquinamento. Cosenza 1986

CALOMINO F. Precipitazioni di progetto e sensibilità dei modelli di trasformazione nei bacini urbani. Relazione generale al XX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Padova 1986

CALOMINO F., VELTRI P. UCSTORM: A microcomputer based model for urban strorm drainage. Cosenza 1988

CAO C. Relazione generale sui deflussi urbani. XX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Padova 1986

CATANI R., MANTICA I., PERUCCI P., SORCINELLI P., RIBIGHINI G., VITALE M.
Circa la variabilità di alcuni parametri significativi ai fini del dimensionamento delle fognature urbane. 3° Seminario Nazionale sul tema: "Sistemi di drenaggio urbano". Ancona 1992

COLOSIMO C., COPERTINO V.A.
Analisi dei profili di pioggia in un piccolo bacino urbano. Seminario sui deflussi urbani. Cosenza 1984

CORNELL C.A. First Order Analisis of Model Parameter Uncertanty. Internationa Symposium Hydrologic and Water Resourc System. University of Arizona. Tucson 1972

COTECCHIA F. Semplificazione del metodo dell'invaso per il calcolo delle portate pluviali di fognatura serventi aree minori di 100 ha. Ingegneria Sanitaria, Marzo 1965

DA DEPPO L. Le stazioni di sollevamento per fognature. Giornata di studio "Le fognature ed il territorio" organizzata dall'Istituto di Idraulica della Facoltà di Ingegneria di Ancona e dalla Federceramica. Ancona 1986

DAMIANI A. Procedimento per un calcolo più spedito dei canali di fognatura col metodo dell'invaso. Ingegneria Sanitaria, Febbraio 1963.

DE MARTINO G. Contributo al calcolo delle portate di piena col metodo dell'invaso per reti di fognatura serventi aree minori di 30 ha. Giornale del Genio Civile, Dicembre 1949

DESBORDES M. Evacuation des eaux pluviales urbaines: les orientations françaises, recerches et applications de la modélisation, perspectives d'evolution. Seminario sui deflussi urbani. Cosenza 1984

DI RICCO G. Sul metodo del Turazza per la ricerca del coefficiente udometrico di un colatore. Bollettino Istituto Superiore Agrario di Pisa 1933

FANTOLI G. Le acque di piena nella rete di fognatura di Milano. Relazione della II Commissione: Cipolletti, Fantoli, Soldati. Milano 1904

FREGA G.C. Acquedotti e fognature. Liguori 1980

GALLIZIO A. Impianti sanitari. Hoepli 1964

GRECO M., NOLA F., RASULO G. Possibilità di utilizzo dei modelli concettuali come modelli di progetto. La ricerca nei deflussi urbani. Camigliatello Silano 1987

HOLTAN H.N. A Concept for Infiltration Estimates in Watershed Engineeering.U.S. Dept. of Agr. Res Ser. Pub. 1961

HORTON R.E. An Approach Toward a Phisical Interpretation of Infintratio Capacity. Soil Science Society of America. Proceeding, Vol 5, 1940

IPPOLITO G. Appunti di Costruzioni Idrauliche.Treves 1956

LA LOGGIA G. Relazione generale sul tema: Materiali e manufatti nei sistemi du drenaggio urbano. 3° Seminario Nazionale su: "Sistemi di drenaggio urbano". Ancona 1992

MAIONE U. Alcune considerazioni sui modelli di formazione dei deflussi nelle reti fognarie. Seminario sui deflussi urbani. Cosenza 1984

MAIONE U. Appunti di Idrologia. Vol. III Le piene fluviali. La Goliardica Pavese, 1977

MAIONE U. MOISELLO U. Appunti di Idrologia. Vol. I. Introduzione alle elaborazioni statistiche. La Goliardica Pavese, 1981

MAKSIMOVIC C., RADOJCOVIC M.
Urban Drainage Modelling/Catchment. Proceeding of International Symposium. Dubrovnik 1986.(UDM '86)

MANTICA I. Proposta di un metodo semi-probabilistico per la progettazione e la verifica delle fognature urbane. 3° Seminario Nazionale su: "Sistemi di drenaggio urbano". Ancona 1992

MANTICA I. Alcune osservazioni circa la possibilità di applicazione del metodo probabilistico dell'analisi del primo ordine alle Costruzioni Idrauliche con particolare riguardo alle opere di trasporto. Giornale del Genio Civile n. 1-2-3, 1977

MANTICA I. Considerazione su alcuni fenomeni registrati in fogne in muratura. Accorgimenti costruttivi. Giornata di studio "Le fognature ed il territorio" organizzata dall'Istituto di

Idraulica della Facoltà di Ingegneria di Ancona e dalla Federceramica. Ancona 1986

MARCHETTI M. Fognature urbane. Politecnico di Milano A.A.1963/64

MARTELLA B. Fognatura a sistema separato o unitario. Problemi di costruzione e di esercizio. Convegno sul tema "Difesa dell'ambiente: problemi degli impianti di fognatura urbana". Pescara 1984

Mc CARTHY G.I. The Unity Drograph and Flood Routing. U.S. Engineers Office Providence R.I., 1939

MESSINA U. Appunti di Costruzioni Idrauliche. Japadre

MESSINA U. Impianti di Fognatura nelle città Costiere. Convegno sul tema "Difesa dell'ambiente: problemi degli impianti di fognatura urbana". Pescara 1984

MIGNOSA P. Principali modelli su mainframe e microcomputer. Orientamenti attuali in idrologia urbana. Bios 1988

MIGNOSA P., PAOLETTI A. URBIS. Programma di Idrologia urbana.

MIGNOSA P., PAOLETTI A., PASSONI G.
Un modello concettuale globale alla luce dei dati sperimentali UDM '86. La ricerca nei deflussi urbani, Camigliatello Silano, 1987.

MISTRANGELO C. Costruzione delle fognature. Hoepli, 1945

MODICA C. Raccolta ed elaborazione di dati storici relativi a piogge brevi. Orientamenti attuali in idrologia urbana. Bios 1988

MODICA C. QUIGNONES R., ROSSI G.
Contributo al calcolo di progetto di reti di fognatura pluviale. Idrotecnica, Giugno 1979

MOISELLO U. Grandezze e fenomeni idrologici. La Goliardica Pavese, 1985

MOISELLO U., PAPIRI S., TRESPIOLLI. M.
Sulla stima dei parametri che intervengono nel calcolo del coefficiente udometrico per le fognature pluviali. Università di Pavia 1983

MOISELLO U., PAPIRI S., TRESPIOLLI M.
Sulla stima dei parametri che intervengono nel calcolo del coefficiente udometrico per le fognature pluviali. Seminario sui deflussi urbani. Cosenza 1984

NANNI V. La moderna tecnica delle fognature e degli impianti epurativi. Hoepli 1969

NASH J.E. Systematic Determiunation of unit hydrograph parameters. Journal Geophisic research n. 64, 1959

NASH J.E. Unit Hydrograph Study with Particolar Reference to Britsh Catchments. Proc. Inst. of Civil Eng. n. 17, Novembre 1960

NASH J.E. Conceptual Model of the Runoff Process. Atti del Convegno internazionale sul tema: “Piene: loro previsione e difesa del suolo” Accademia Nazionale dei Lincei. Roma 1972

PALADINI E. Relazione della commissione sulla fognatura di Milano, 1902

PAOLETTI A. Modellazione matematica dei fenomeni di deflusso urbano. Relazione generale al XX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Padova 1986

PAOLETTI A. Modelli di pioggia netta per l’idrologia urbana. Orientamenti attuali in idrologia urbana. Bios 1988

PAPIRI S. I modelli classici di progetto delle fognature pluviali. Orientamenti attuali in idrologia urbana. Bios 1988

PASINI P. Coefficienti udometrici desunti dal lavoro delle macchine nelle bonifiche meccaniche. Giornale del Genio Civile, Agosto 1910

PUPPINI U. Il calcolo dei canali di bonifica. Il monitore tecnico n. 5, Febbraio 1923

PUPPINI U. Coefficienti udometrici per canali di bonifica. L'Ingegnere, Dicembre 1931

PUPPINI U. Coefficienti udometrici per generica scala di deflusso. L'Ingegnere, Aprile 1933

PUPPINI U. Influenza d'afflusso e invaso preesistente alla pioggia sul valore dei coefficiente udometrico. L'Ingegnere 1933

PUPPINI U. Coefficienti udometrici per variazioni notevoli della portata di afflusso. L'Ingegnere, Febbraio 1933

QUIGNONES R. Modellistica delle opere d'arte nei sistemi di drenaggio. Orientamenti attuali in idrologia urbana. Bios 1988

RAO R.A., DELLEUR J.W., SARMA B.S.P. Conceptual Hydrlogic Models for Urbanizing Basin. Journal of Hydraulic division.A.S.C.E., Giugno1972

RASULO G. I modelli concettuali nei deflussi urbani. Orientamenti attuali in idrologia urbana. Bios 1988

SALVI M. Comportamento delle tubazioni in gres ceramico alle sollecitazioni sismiche. Convegno sul tema "Difesa dell'ambiente: problemi degli impianti di fognatura urbana". Pescara 1984

SASSOLI F. Ricerca sperimentale sugli sfioratori laterali in canali a sezione circolare. Parte I. Contributo al dimensionamento degli sfioratori. Atti del VIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Pisa 1963

SASSOLI F. Ricerca sperimentale sugli sfioratori laterali in canali a sezione circolare. Parte II. Andamento e tracciamento dei profili liquidi. Atti del VIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Pisa 1964

SHERMAN L.K.V. Stream Flow Rainfall by the Unit-Graph Method. Eng. News-Rec. Vol. 108, 1932

SUPINO G. Le reti Idrauliche. Patron 1965

SUPINO G. Sul calcolo dei canali di fognatura. L'Ingegnere, Febbraio 1929

SUPINO G. Il riempimento di un canale di fognatura durante una pioggia di intensità variabile. Ricerche d'ingegneria, Gennaio 1933

SUPINO G. Coefficienti udometrici per canali di fognatura. L'Ingegnere, Giugno 1933

SUPINO G. Il riempimento di un canale durante una pioggia di intensità variabile. Accademia delle Scienze di Bologna, 1946

SUPINO G. Alcune osservazioni sul metodo del volume d'invaso per la determinazione del coefficiente udometrico. L'acqua, Luglio-Dicembre 1947

TANG, YEN B.C. Hydrologc and Hydraulic Design Under Uncertainties. Internationa Symposium Hydrologic and Water Resourc system. University of Arizona. Tucson, 1972

TOLLE KASTENBEIN R. Archeologia dell'acqua. La cultura idraulica nel mondo classico. Biblioteca di Archeologia Vol. 2 Longanesi, 1993

TOMMASEO N. Dizionario della Lingua Italiana. Riedizione Rizzoli dell'opera originale del 1865. Ed. UTET

WISNER P., CHOON ENG PYNG OTTHYMO. A Planing Model for Master Drainage Plans in Urban Areas

YEN B.C. Urban Drainage Hydraulics and Hydrology:from Art to Science. Proceding of IV International Conference in Urban Storm Drainage. Lousanne 1987

YEN B.C. Risk in Hydrologic Design of Engineering Projects. Journal of Hydraulic Division.A.S.C.E., 1970

YEN B.C., ANG A.H.S. Risk Analysis in Design of Engineering Projects. Stochastic Hydraulics. University of Pittsburg, 1971

YEN B.C., TANG W.H., Risk-Safty Factor Relation for Strorm Sewer Design. Journal of Environmental Engineering. A.S.C.E. Vol. 102, Aprile, 1976

YEN B.C., TANG W.H., MAYS L.W. Design of Storm Sewers Using the Ractional Method. Part I, Water and Sewage Works. Vol 121 n. 10, 1974

YEN B.C., TANG W.H., MAYS L.W. Design of Storm Sewers Using the Ractional Method. Part II, Water and Sewage Works. Vol 121 n. 11, 1975