

In tale progetto è previsto, tra le altre cose, il tombamento del fosso a ovest di Via Paradigna e la sostituzione del collettore DN700 con uno scatolare prefabbricato in c.a. avente sezione 2,0x1,0 m, con pendenza pari a 1,6‰ nel tratto in prossimità del comparto CFT.

Si ottiene una portata di moto uniforme del collettore scatolare pari a:

$$Q_U = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i} = 3780 \text{ l/s}$$

Considerando questa configurazione di progetto, nel caso permanga tale scenario di laminazione del parcheggio CFT, si ottiene quindi:

$$Q_{TR50}/Q_{UNIF} = 47,47/3780 = 1,3\%$$

Rispetto a questo scenario futuro, quindi, l'apporto della nuova area di parcheggio risulta fortemente ridimensionato.

Si auspica quindi che si possano realizzare tali scenari progettuali che risolverebbero le criticità idrauliche dell'area.

9 Rete acque reflue in progetto

Il piazzale in progetto ospiterà anche un capannone e i relativi locali tecnici; si rende quindi necessario collettare gli afflussi delle acque reflue provenienti dai servizi igienici e dai locali spogliatoi ubicati nella parte a sud dell'edificio in progetto.

Nelle immediate vicinanze non è tuttavia presente un punto di recapito della fognatura pubblica di acque reflue: si prevede pertanto la realizzazione di una stazione di sollevamento costituita da un pozzetto in c.a. in elementi prefabbricati di dimensioni interne 2,0x2,0 m in cui possano confluire tutti i reflui del nuovo edificio; tale manufatto ospiterà anche la pompa di sollevamento che, tramite condotta PEAD DN63, rilancerà le acque reflue verso la rete interna dello stabilimento CFT. A fianco della stazione di sollevamento sarà collocato un avampozzo per l'alloggiamento degli organi di manovra dei pompaggi.

La stazione di sollevamento sarà ubicata sul lato sud del capannone in progetto; la condotta in pressione seguirà dapprima la direzione sud-nord sviluppandosi a fianco dell'edificio per poi attraversare ortogonalmente via Paradigna, fino a entrare nell'area di proprietà CFT. All'interno dello stabilimento si svilupperà al di sotto dell'area verde interna allo stabilimento andandosi poi a collegare alla rete di acque reflue esistente posta nel vertice nord-est dello stabilimento, nei pressi della vasca di accumulo delle acque piovane. La rete interna afferisce al depuratore aziendale dove i reflui sono trattati e scaricati in acque superficiali.

Si precisa che l'intervento non determina un aumento dei reflui scaricati, dal momento che si configura come una dislocazione di personale già presente in ditta. La natura degli scarichi sarà di tipo domestico.

10 Allaccio alla rete acquedottistica

L'approvvigionamento idrico del nuovo intervento, funzionale agli usi previsti all'interno del capannone, avverrà dalla rete interna dello stabilimento esistente. Una condotta deriverà a valle del contatore aziendale e attraverserà strada Paradigna fino a collegarsi con l'edificio in progetto e andare ad alimentare le utenze previste.

11 Considerazioni conclusive

L'intervento oggetto di analisi prevede la realizzazione di un piazzale con funzione di parcheggio a servizio dello stabilimento produttivo CFT, ubicato lungo strada Paradigna a nord del Comune di Parma.

All'interno del piazzale, che avrà una superficie pari a circa 5880 m², verranno realizzati degli stalli di parcheggio privati ed un edificio a servizio dello stabilimento; la pavimentazione sarà realizzata in calcestruzzo drenante.

L'accesso al piazzale è garantito da uno stradello pubblico posto sul lato sud, di cui si prevede l'ampliamento con realizzazione di pavimentazione bitumata; lungo lo stradello, su area di proprietà CFT, verranno inoltre realizzati dei parcheggi pubblici con pavimentazione drenante.

L'area interessata dall'intervento in progetto è attualmente occupata da un parcheggio temporaneo realizzato in materiale drenante, per una estensione di circa di 4600 m². Il drenaggio delle acque avviene grazie alla pendenza delle falde del piazzale verso i fossi perimetrali esistenti. Tali fossi sono previsti con dimensioni maggiorate per garantire sia il collettamento che il trattenimento temporaneo delle acque meteoriche: lo scarico verso la rete fognaria esistente è regimato attraverso una bocca tarata in grado di limitare le portate, utilizzando il volume di invaso a monte per ottenere l'effetto di laminazione.

Nel nuovo assetto dell'area si vuole dare carattere definitivo al piazzale, continuando a sfruttare i fossi perimetrali esistenti come elemento di laminazione, opportunamente risezionati.

La rete di drenaggio del piazzale in progetto prevede di collettare gli afflussi meteorici mediante condotte in PVC DN315 mm classe SN8, rispondenti alla norma UNI EN 1401, disposte lungo la direzione sud-nord, con pendenza pari al 2‰.

Le condotte fognarie convergono verso il fosso di gronda posto lungo il lato nord, a sua volta collegato con l'altro fosso posto sul lato ovest del comparto; entrambi hanno pendenza pari al 2‰ e sono realizzati in terreno naturale con sezione variabile. Tali fossi, oltre ad avere la funzione di collettamento delle acque meteoriche verso il recapito finale, svolgono anche la funzione di laminazione degli afflussi. Infatti, nel rispetto del principio d'invarianza idraulica, i due fossi perimetrali confluiranno in un pozzetto in cui è contenuto un dispositivo di controllo delle portate scaricate con un valore massimo di portata pari a 1,47 l/s; la regolazione della portata sarà garantita da un'apposita valvola meccanica con funzionamento "a ghigliottina". A valle di tale manufatto vi sarà una condotta DN200 di scarico nella rete fognaria pubblica esistente su via Paradigna.

La rete di drenaggio del piazzale è stata verificata con ietogrammi di pioggia triangolari, con durate di 24 ore e tempo di ritorno pari a 50 e 100 anni. Tali simulazioni hanno garantito il rispetto del limite di scarico e l'assenza di tracimazioni dai pozzetti e dai fossi perimetrali in progetto.

La determinazione della quota minima di sicurezza idraulica ha permesso di verificare che si ha un franco superiore a 40 cm rispetto al piazzale e a strada Paradigna per l'evento di riferimento cinquantennale. Anche l'analisi dell'evento con tempo di ritorno pari a 100 anni ha confermato che non sono presenti allagamenti o tracimazioni, mantenendo quindi un franco idraulico rispetto a strade, piazzale e piano campagna circostante.

Non sono previsti livelli interrati e pertanto l'intervento risulta rispondente al quanto richiesto nella Direttiva 2007/60/CE e nella D.G.R. n°1300/2016.

L'accesso al piazzale è attualmente garantito da uno stradello pubblico posto sul lato sud, di cui si prevede l'ampliamento con realizzazione di pavimentazione bitumata; lungo lo stradello, su area di proprietà CFT, verranno inoltre realizzati dei parcheggi pubblici con pavimentazione drenante.

La rete di drenaggio a servizio dello stradello sarà realizzata mediante collettori in PVC DN400 mm classe SN8, rispondenti alla norma UNI EN 1401, disposti lungo la direzione est-ovest, con pendenza pari al 3‰. Tale rete è stata verificata con ietogrammi di pioggia di tipo Chicago, con durate pari ad 1 ora e tempo di ritorno di 50 e 100 anni. Le simulazioni hanno evidenziato il rispetto del grado di riempimento massimo delle condotte, che risulta inferiore al 50% per l'evento di riferimento cinquantennale; questo per garantire all'interno del collettore un volume residuale per l'eventuale laminazione. Le condotte non

entrano quindi in pressione e non si ha tracimazione dai pozzetti; tale dorsale andrà poi a scaricare nel collettore fognario esistente su via Paradigna.

I recapiti delle reti in progetto rispecchiano quelli dello stato attuale, dal momento che la rete di drenaggio del parcheggio temporaneo e il fosso di guardia dello stradello di accesso recapitano già attualmente nel collettore di via Paradigna.

Il progetto prevede inoltre l'ampliamento delle sede stradale di via Paradigna con realizzazione di marciapiede sul lato est. Il fosso di guardia stradale attualmente esistente ad est della carreggiata verrà ricollocato tra la strada e il limite di proprietà CFT. Le acque di piattaforma verranno collettate da un sistema di caditoie e successivamente, tramite apposita tubazione, verranno convogliate al fosso di guardia, che andrà poi a collegarsi alla rete di scolo esistente, posta a lato dello stradello a nord dell'area di proprietà CFT. Tale fosso di guardia stradale in progetto non concorrerà alla laminazione delle acque del parcheggio CFT essendo esterno al comparto.

Nello sviluppo del presente progetto non si ritiene vantaggiosa l'ipotesi di tombare tale fosso, preferendo mantenere l'assetto attuale con le acque drenate dal fosso di guardia. Questa soluzione è legata anche alla prevista realizzazione di un nuovo collettore scatolare su Strada Paradigna, dedicato alle acque meteoriche; tale collettore è previsto nell'ambito del progetto di urbanizzazione del sub-ambito S7S2A (depositato mediante PUA in data 05/08/2020).

L'eventuale tombamento del fosso, in assenza del collettore scatolare sopra citato, non avrebbe un recapito e la posa dello stesso risulterebbe d'intralcio al futuro scatolare e agli altri sottoservizi esistenti/di progetto. Nel momento in cui verranno realizzate le opere di urbanizzazione del sub-ambito S7S2A, le caditoie già posate sul fronte del nuovo parcheggio potranno essere connesse al nuovo collettore scatolare.

Qualora tali opere del sub-ambito S7S2A venissero ritardate o non realizzate, il sistema di drenaggio rimarrà nella configurazione descritta, pienamente funzionante e coerente con l'assetto attuale.

Le acque reflue provenienti dai servizi del capannone in progetto saranno collettate verso una stazione di pompaggio in grado di inviarli con una tubazione in pressione che dovrà attraversare via Paradigna, verso la rete aziendale. Quest'ultima recapita al depuratore aziendale e quindi in corpo idrico superficiale.

L'approvvigionamento idrico del nuovo intervento, funzionale agli usi previsti all'interno del capannone, avverrà dalla rete interna dello stabilimento esistente. Una condotta deriverà a valle del contatore aziendale e attraverserà strada Paradigna fino a collegarsi con l'edificio in progetto, per poi alimentare le utenze previste.

12 Risposte alle integrazioni del Comune

Come spiegato in precedenza il progetto del parcheggio è stato oggetto di richiesta di integrazioni da parte del Comune, in particolare il Settore Lavori Pubblici e Sismica – parere Acque meteoriche in data 05/08/2020. Tali integrazioni sono state recepite ed analizzate nei paragrafi della presente relazione; di seguito vengono riassunte per maggiore chiarezza:

- la proprietà CFT si impegna a concorrere alla contribuzione per la realizzazione della futura cassa di espansione 2 del Canale Naviglio Navigabile, secondo le rispettive percentuali di competenza, una volta che tale contributo verrà quantificato;
- la valutazione dell'efficienza idraulica del collettore di Via Paradigna è stata svolta nel capitolo 8, relativamente allo scenario in progetto e allo scenario relativo all'urbanizzazione del sub-ambito S727A;
- il fosso di guardia stradale esistente ad est di via Paradigna, a seguito dell'ampliamento della sede stradale, non verrà tombato ma verrà ricollocato verso est, tra la strada e il limite di proprietà CFT. Le acque di piattaforma verranno coltate da un sistema di caditoie e successivamente convogliate al fosso di guardia, coerentemente con l'assetto attuale;
- la dichiarazione di rinuncia a qualsiasi risarcimento pubblico in caso di eventi calamitosi è allegata al presente progetto (si veda Allegato 1);
- nella presente relazione e nelle tavole allegate sono indicate le pendenze di progetto, pari rispettivamente al 2‰ per gli elementi della rete di drenaggio del piazzale e al 3‰ per i collettori dello stradello di accesso; il nuovo fosso di guardia sul lato est di via Paradigna avrà pendenza del 2‰;
- i capoversi di pag. 3 della relazione sono stati rivisti e chiariti;
- nel capitolo 7 sono indicate le quote minime di sicurezza idraulica rispetto all'evento di riferimento cinquantennale; dalla tabella si evince un franco idraulico superiore a 40 cm per la quota di imposta dell'edificio, del piazzale e di strada Paradigna.

Allegato 1
Dichiarazione rinuncia a risarcimento pubblico

DICHIARAZIONE DI RINUNCIA AL RISARCIMENTO PER DANNI ALLUVIONALI

Dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà ai sensi dell'art.47 D.P.R. 445/2000

Al Comune di Parma

Sportello unico attività produttive

DUC – Largo Torello de Strada 11/A

Il sottoscritto **Catelli Roberto**, nato a **Parma** il **02/07/1955** e residente in **Via Palmiro Togliatti n.8 a Parma**,

in riferimento al **Procedimento Unico 2019.VIII.4/1** per **Permesso di Costruire n. 1306/2019 per Ampliamento di insediamento produttivo esistente in variante agli strumenti urbanistici vigenti ex art.53 L.R. 24/2017** nell'area sita in **Via Paradigna** e censita al NC Terreni del Comune di Parma - **Sez. di Cortile San Martino al Foglio 19 Mappale 56**

Consapevole

- delle sanzioni penali, nel caso di dichiarazioni non veritiere e falsità negli atti, richiamate dall'art. 76 del D.P.R. 445 del 28/12/2000;

- che l'immobile in questione ricade in zona di tutela idraulica ai sensi del **Piano di Gestione del Rischio Alluvioni – DPCM 27/10/2016 , pubbl. G.U. n 3006/02/2017.**

DICHIARA

- a) di escludere e di tenere indenne l'Amministrazione Comunale di Parma da ogni responsabilità derivante da fenomeni alluvionali ricadenti nell'area oggetto di intervento.
- b) di rinunciare a presentare future richieste di risarcimento di eventuali danni, a cose o persone, che dovessero derivare da eventi alluvionali ricadenti nell'area oggetto di intervento in dipendenza del rischio idraulico segnalato;
- c) che ogni singola clausola contenuta nella presente dichiarazione ha effetto immediato e definitivo;
- d) che la presente dichiarazione è stata redatta nell'interesse pubblico, per cui non potrà né essere revocata né modificata dalla proprietà attuale e/o da future, e/o aventi causa senza l'autorizzazione scritta del Comune di Parma.

Parma, lì 05/08/2020

IL DICHIARANTE



Allegato 2
Descrizione del codice di calcolo
Mike Urban Collection System

1 Premessa

MIKE URBAN CS (Collection System) utilizza il motore di calcolo MOUSE per la simulazione idrodinamica delle correnti non stazionarie nelle reti fognarie, con l'alternanza della presenza di correnti a pelo libero ed in pressione. MOUSE permette la modellazione di un'ampia gamma di strutture idrauliche, incrementi di pressione, particolari strutture idrauliche definite dall'utente, regole operative complesse, ecc..

Il modello di calcolo idrodinamico risolve le equazioni complete di De St. Venant attraverso la rete di drenaggio (a maglia chiusa o ramificata), permettendo la modellazione degli effetti di rigurgito, inversioni di flusso, sovrappressioni nei tombini, deflusso a pelo libero ed in pressione, condizioni al contorno variabili nel tempo (ad esempio effetti di marea), bacini di accumulo. Il motore di calcolo MOUSE è stato progettato per simulare qualsiasi tipologia di rete e tubazioni con sezione di qualsiasi forma. Qualsiasi struttura può essere rappresentata, comprese pompe, luci sottobattenti, sifoni ecc..

Lo schema di calcolo utilizza una soluzione numerica implicita alle differenze finite delle equazioni di De St. Venant. L'algoritmo numerico usa un passo di calcolo auto-adattante, che fornisce una soluzione efficiente e accurata sia nelle reti ramificate sia in quelle a maglia chiusa. Possono essere simulate condizioni sia di corrente lenta sia di corrente veloce grazie allo schema computazionale che si adatta alle condizioni locali di deflusso. Infine sono simulati con precisione gli effetti di rigurgito e le sovrappressioni.

2 Schematizzazione della rete

Gli elementi che possono essere utilizzati in MOUSE per schematizzare la rete sono rappresentati da tre tipologie principali:

- Links
 - Tubi – standard o con sezione definita dall'utente;
 - Canali aperti – sezione definita dall'utente.

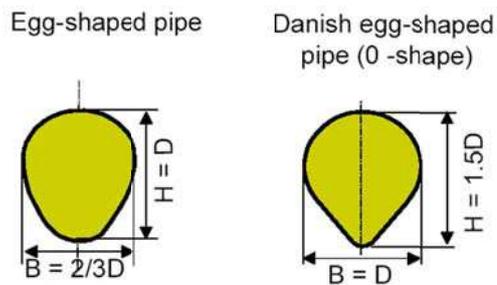


Fig. 1 Sezioni tipo di forma ovoidale schematizzabili nel modello

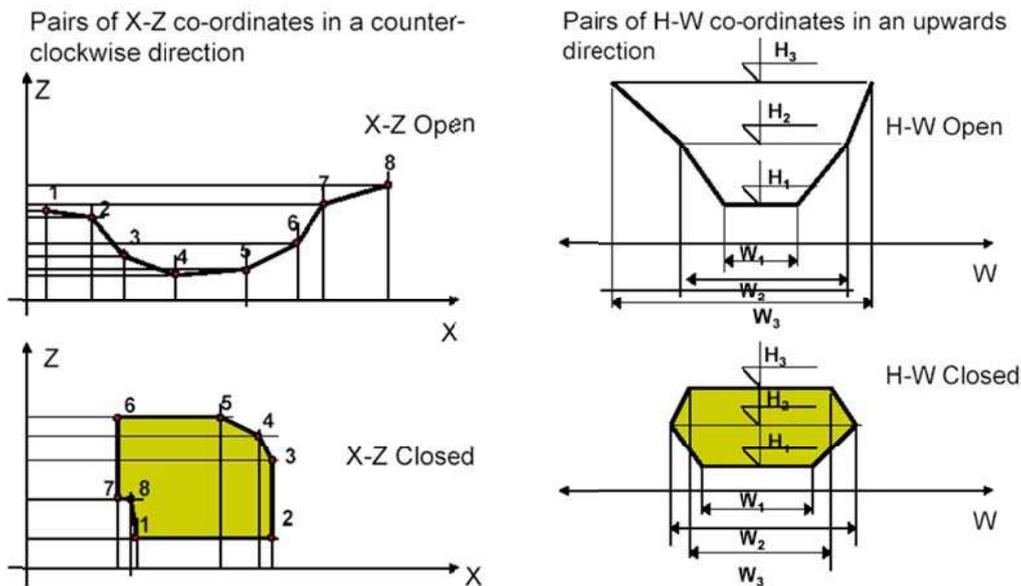


Fig. 2 Esempi di sezioni schematizzabili in funzione dei dati direttamente inseriti dall'utente

- Nodes
 - pozzetti,
 - bacini,
 - bacini di accumulo,
 - scarichi e restituzioni.

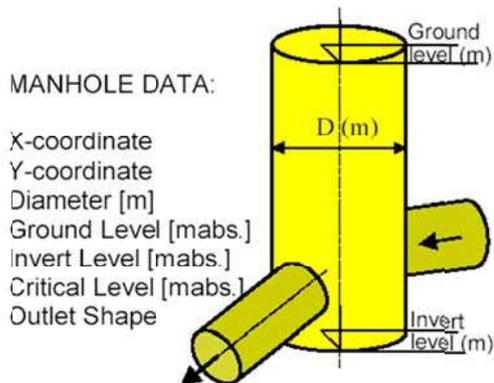


Fig. 3 Schematizzazione dei pozzetti

- Funzioni, per la descrizione di alcuni componenti della rete come ad esempio:
 - scaricatori di piena,
 - luci sotto-battenti,
 - pompe,
 - valvole unidirezionali,
 - stramazzi.

3 Schematizzazione del moto vario nelle condotte

3.1 Equazioni di De Saint Venant

Il calcolo delle correnti in moto vario viene effettuato risolvendo le equazioni di continuità e di quantità di moto, basate sulle seguenti assunzioni:

- fluido incomprimibile e omogeneo;
- pendenza del fondo modesta;
- direzione prevalente del moto monodimensionale;
- pressioni idrostatiche lungo la verticale;

Le equazioni del moto assumono la forma generale seguente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3-1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAl_f = gAl_0 \quad (3-2)$$

dove

Q = portata, [m³/s];

A = area, [m²];

y = altezza d'acqua, [m];

g = accelerazione di gravità, [m/s²];

x = progressiva lungo la direzione di moto, [m];

t = tempo, [s];

α = coefficiente di distribuzione delle velocità;

l_0 = pendenza di fondo;

l_f = pendenza della linea dell'energia.

3.2 Implementazioni delle equazioni del moto in MOUSE

Le equazioni di De Saint Venant possono essere scritte nel seguente modo:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3-3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(l_0 - l_f) \quad (3-4)$$

La schematizzazione ipotizzata è riportata in Fig. 4.

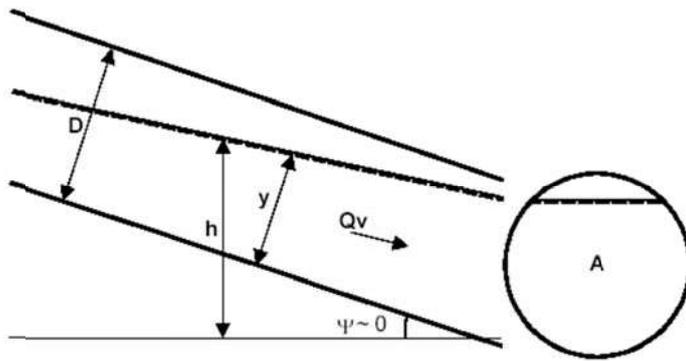


Fig. 4 Schema della sezione di una condotta

Il coefficiente di distribuzione delle velocità tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità in una determinata sezione e può essere espresso con la formula:

$$\alpha = \frac{A}{Q^2} \int_A v^2 dA \quad (3-5)$$

Assumendo che la pendenza del fondo sia piccola, essa può essere espressa come funzione dell'altezza d'acqua e del gradiente della superficie libera come:

$$I_\theta \approx \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3-6)$$

In questo modo è possibile utilizzare l'altezza h del pelo libero rispetto ad una quota di riferimento, come variabile dipendente al posto dell'altezza d'acqua y . L'equazione del momento può quindi assumere la forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAl f \quad (3-7)$$

mentre la pressione e le forze di gravità possono essere espresse in un unico termine

$$gA \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3-8)$$

Le equazioni descritte sono valide per correnti a pelo libero ma possono essere generalizzate ed estese anche in caso di moto in pressione come descritto successivamente.

3.3 Schematizzazione delle correnti in pressione

Nel momento in cui la portata raggiunge il valore limite di capacità della tubazione si instaura un moto in pressione e le assunzioni di base delle equazioni di Saint Venant non sono più valide. Tuttavia è possibile generalizzare tali equazioni, rendendole valide anche per il moto in pressione. Ciò è reso possibile introducendo uno "slot" fittizio in corrispondenza della sommità della condotta, come rappresentato in Fig. 5, che permette di estendere la sezione di calcolo della tubazione rendendo valide le equazioni di De Saint Venant.

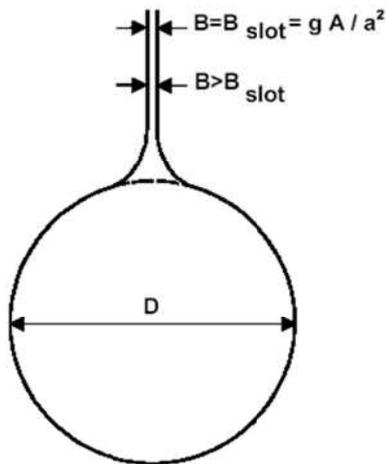


Fig. 5 Schematizzazione del moto in pressione

3.4 Condizioni di moto simulate

Il modello consente di attivare tre diverse descrizioni del moto, mediante tre differenti formulazioni matematiche:

- Approccio dell'"onda cinematica". Le condizioni di moto sono calcolate imponendo il bilancio tra le forze di gravità e di attrito. Questa semplificazione non permette di simulare gli effetti di rigurgito;
- Approccio dell'"onda diffusiva". Oltre alle forze di gravità ed attrito viene tenuto conto del gradiente idrostatico in modo tale da poter valutare anche gli effetti a monte delle condizioni al contorno di valle, cioè simulare i fenomeni di rigurgito;
- Approccio dell'"onda dinamica". Utilizzando le equazioni complete del moto, comprese le forze di accelerazione, è possibile simulare con questa formulazione transitori veloci, flussi di marea ecc.

In funzione del tipo di problema da risolvere è possibile scegliere la descrizione del moto più appropriata. Ognuna delle tre formulazioni consente di simulare sia sistemi idrici ramificati che reti idrauliche con maglie chiuse.

4 Metodo di soluzione

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico). Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h , rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).

La griglia di calcolo viene generata dal modello in base alle richieste dell'utente: il numero minimo di punti di calcolo per ogni condotta è 3, con un punto h a ciascuna estremità del tubo.

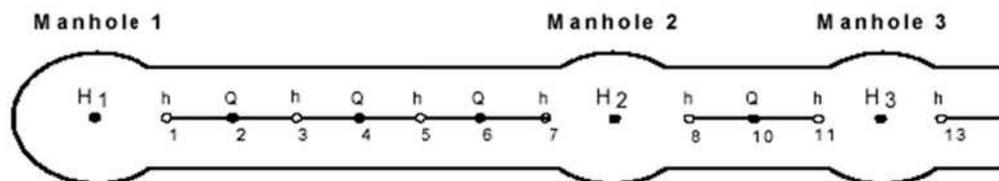


Fig. 6 Rappresentazione della griglia di calcolo

5 Condizioni iniziali

E' possibile scegliere due diverse opzioni per definire le condizioni iniziali:

- Standard:
Viene definita automaticamente dal modello un'altezza d'acqua iniziale pari allo 0.5% dell'altezza della tubazione e comunque inferiore a 0.005 m e la rispettiva portata viene calcolata utilizzando la formulazione di Manning.
- Hotstart:
E' possibile utilizzare i risultati di una simulazione precedente come condizioni iniziali.

6 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno necessarie alla risoluzione delle equazioni differenziali possono essere definite come costanti o come variabili nel tempo e si suddividono in due gruppi principali:

- condizioni al contorno esterne, che descrivono l'interazione tra la rete simulata e il mondo esterno;
- condizioni al contorno interne, che descrivono l'interazione tra diversi elementi della rete.

Tra le condizioni al contorno esterne possono essere specificate le seguenti:

- in corrispondenza di pozzetti e strutture:
 - portata costante in ingresso o uscita $Q = \text{cost.}$, [m^3/s];
 - idrogramma di portata in ingresso o uscita $Q = Q(t)$, [m^3/s];
 - portata in uscita attraverso uno stramazzo $Q = Q(H)$, [m^3/s];
 - portata in uscita attraverso una pompa $Q = Q(H)$, [m^3/s].
- in corrispondenza degli sbocchi:
 - livello costante $H = \text{cost.}$, [m];
 - idrogramma di livello $H = H(t)$, [m];
 - scala di deflusso $Q = Q(H)$, [m^3/s].

Tra le condizioni al contorno interne possono essere specificate le seguenti:

- in corrispondenza di pozzetti e strutture:
 - scala di deflusso di uno stramazzo (weir) $Q = Q(H)$, [m];
 - caratteristiche della pompa (pump) $Q = Q(H)$, [m^3/s] o $Q = Q(\Delta H)$, [m^3/s].
 -

Alcune delle condizioni al contorno descritte sono riportate nella Fig. 7.

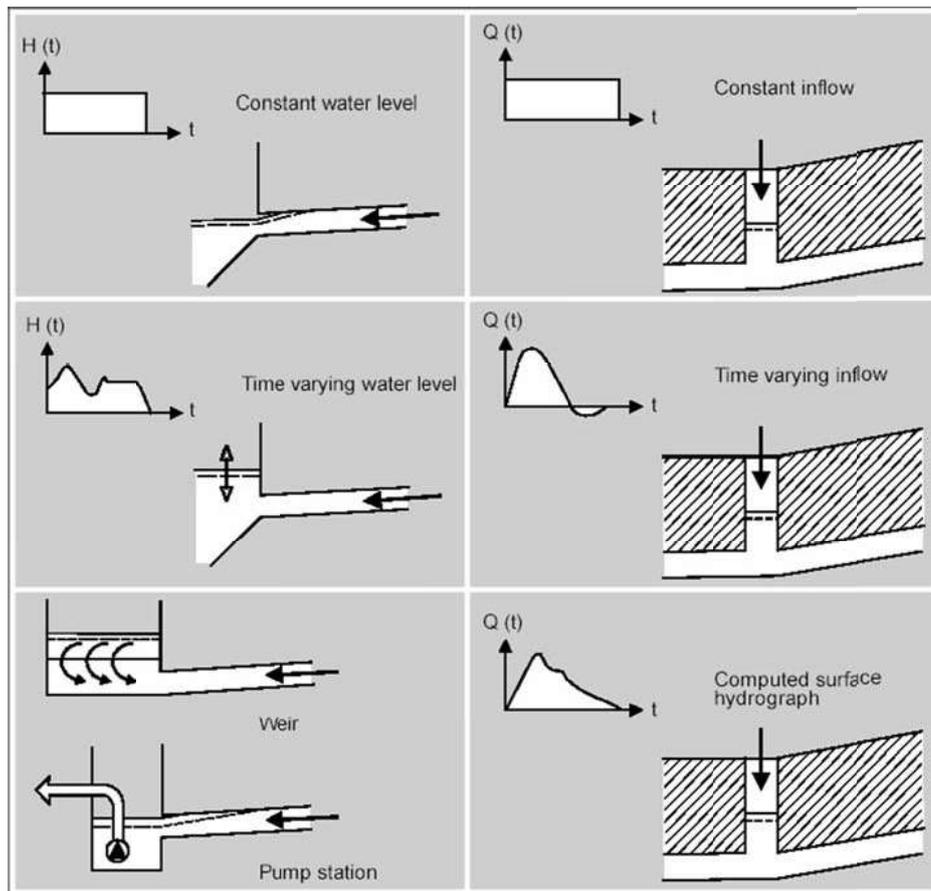


Fig. 7 Esempi di condizioni al contorno applicabili.

7 Resistenze per attrito e perdite di carico

7.1 Resistenze per attrito lungo i collettori

MIKE URBAN CS consente di utilizzare 2 diverse formulazioni per il calcolo della resistenza d'attrito.

7.1.1. Formula di Strickler

Secondo la formula di Strickler, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$I_f = \frac{gQ|Q|}{M^2 AR^{4/3}}$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a $1/n$, essendo n il coefficiente di Manning.

7.1.2. Formula di Colebrook-White per tubi circolari

Secondo tale formulazione, il fattore di resistenza viene calcolato iterativamente in funzione dell'equazione:

$$\sqrt{\frac{2}{f_{cw}}} = cw_1 + cw_2 \cdot \ln \left(\frac{cw_3}{\text{Re}} \sqrt{\frac{2}{f_{cw}}} + cw_4 \cdot \frac{k}{R} \right)$$

dove

k = scabrezza equivalente [m];

R = raggio idraulico;

Re = numero di Reynolds;

cw_1, cw_2, cw_3, cw_4 = costanti empiriche il cui valore di default è 6.4, -2.45, 3.3, 1.0.

Infine si ha

$$I_f = f_{cw} \cdot \frac{Q^2}{2gA^2R} \Rightarrow f = \frac{f_{cw}}{2gA^2R}$$

7.1.3. Coefficiente di scabrezza variabile

All'interno di MOUSE è inoltre possibile specificare una variazione del coefficiente di scabrezza in funzione dell'altezza raggiunta dall'acqua all'interno della tubazione. Questa funzione è particolarmente utile nel caso di tubazioni vecchie in cui effettivamente il protrarsi nel tempo dei fenomeni di deposito e/o erosione può incidere sulle caratteristiche del rivestimento della condotta.

Le diverse scabrezze sono calcolate mediante la seguente formula:

$$M_{act} = M_{bott} + (M_{top} - M_{bott}) \cdot \left(\frac{y}{D}\right)^{exp}$$

dove

M_{act} = scabrezza di Strickler calcolata;

M_{bott}, M_{to} = scabrezza definita dall'utente sul fondo e in sommità tubazione;

exp = esponente definito di default;

y/D = altezza d'acqua relativa al diametro del tubo.

7.2 Perdite di carico in ingresso ai pozzetti

L'altezza d'acqua nel pozzetto e nel tubo afferente è considerata la stessa; ne consegue che le perdite di carico vengono calcolate in funzione del termine cinetico relativo al condotto (i) e al pozzetto (m):

$$\Delta H_i = \frac{v_i^2 - v_m^2}{2g}$$

Nel caso di deflusso libero dal condotto al pozzetto, quando quindi l'altezza d'acqua nel pozzetto è inferiore all'altezza d'acqua nel collettore in ingresso, l'altezza d'acqua nel collettore è assunta pari all'altezza di moto critico, ed a seconda del tipo di sezione sono utilizzate formulazioni differenti; ad esempio per condotte circolari viene utilizzata la seguente:

$$y_{c(i)} = \sqrt{0.32 \frac{Q_i}{\sqrt{D_i}}}$$

Analogamente, quando nel collettore si instaura una corrente supercritica, il livello d'acqua a valle della confluenza è assunto pari all'altezza d'acqua presente nel collettore.

7.3 Perdite di carico in uscita dai pozzetti

La perdita di carico è considerata proporzionale al termine cinetico:

$$\Delta H_j = \sum_k \zeta_{jk} \cdot \frac{v_j^2}{2g}$$

il termine ζ_{jk} varia in funzione della tipologia geometrica del nodo come descritto nel seguito.

7.3.1. Variazione della direzione del moto

Indicando con i il collettore in ingresso al nodo e con j quello in uscita si ottiene:

$$\zeta_{dir(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{\theta_{ij}^2}{90^{\circ 2}}$$

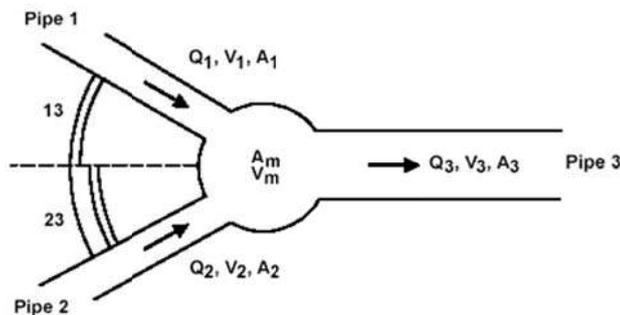


Fig. 8 Pozzetto con 2 tubi in ingresso e 1 in uscita

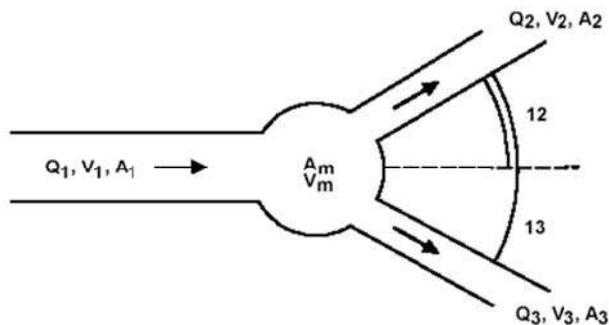


Fig. 9 Pozzetto con 1 tubo in ingresso e 2 in uscita

7.3.2. Variazione in quota

Nel caso in cui vi sia una differenza in quota tra il collettore in ingresso e quello in uscita come rappresentato in figura, le perdite di carico sono calcolate mediante la seguente:

$$\zeta_{level(j)} = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_j} \cdot \frac{(Z_j - Z_i) \cdot (Z_j + D_j - Z_i - D_i)}{D_i \cdot D_j}$$

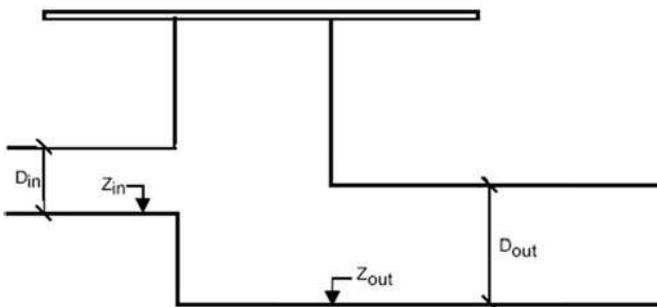


Fig. 10 Differenza di quota tra collettore in ingresso e uscita dal pozzetto

7.3.3. Contrazione

Il flusso di portata che esce da un pozzetto ed entra in un collettore subisce una contrazione che determina delle perdite di carico in funzione della forma del pozzetto e del collettore, calcolate dal modello mediante la seguente espressione:

$$\zeta_{contr(j)} = K_m \cdot \left(1 - \frac{A_j \cdot Q_j}{A_m \cdot \sum_{i=1}^n Q_i} \right)$$

dove K_m e A_m rappresentano il coefficiente di forma e l'area del pozzetto.

8 Simulazione delle correnti veloci con l'approccio dell'onda dinamica

Per le correnti veloci viene applicata un'equazione "ridotta" del moto, ottenuta trascurando il termine non lineare:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQQ}{C^2AR} = 0$$

La descrizione del moto è tanto più accurata quanto meno rapidamente variabile è la velocità della corrente.

Il vantaggio di questa schematizzazione è rappresentato dal fatto che è possibile ottenere una soluzione stabile con la stessa metodologia usata per le correnti lente. Nella transizione tra corrente lenta e veloce viene applicata una riduzione graduale del termine non lineare.

9 Modellazione del deflusso superficiale

I modelli di simulazione del deflusso superficiale (Surface RunOff) disponibili sono 4:

- **Modello A**, metodo afflussi-deflussi basato sulle relazioni area/tempo di corrivazione;
- **Modello B**, basato sul modello dell'onda cinematica (serbatoio non lineare);
- **Modello C**, basato sul modello a serbatoio lineare;
- **UHM**, basato sul metodo dell'Idrogramma Unitario.

Alle opzioni precedentemente descritte (tranne che per il modello UHM) può essere accoppiato il sistema RDI (Rainfall Dependent Infiltration). **RDI** schematizza il ciclo idrologico con le equazioni di continuità che legano una serie di 4 serbatoi, ognuno rappresentante una fase del ciclo idrologico: atmosfera (formazione-fusione della neve, perdite per evapotraspirazione), superficie (accumulo nelle depressioni superficiali e scorrimento superficiale), zona radicale (infiltrazione, non saturo) e falda (accumulo e rilascio dalla falda). Il bilancio idrologico dinamico simulato consente di valutare in continuo gli apporti quantitativi in ingresso alla rete e al tempo stesso permette di operare in continuo (quindi non solo su singoli eventi) nella simulazione dei processi di apporto di sostanze inquinanti dalla superficie del bacino alla rete fognaria. Le analisi idrauliche e quelle relative ai carichi inquinanti in rete, spesso basate su eventi pluviometrici molto intensi, possono essere trasformate in un processo continuo che copre sia il periodo di pioggia sia il tempo secco. Questo permette di simulare in maniera realistica il contenuto di carichi inquinanti nelle acque avviate alla depurazione e in quelle sfiorate dagli scaricatori di piena.

9.1 Modello A

Lo scorrimento superficiale e quindi il contributo dei singoli bacini è definito in funzione delle perdite iniziali, dell'area del bacino e della perdite idrologiche continuative. La forma dell'idrogramma contribuente è determinato dal tempo di corrivazione e della relazione tempo-area definita (T-A curve).

Sono già definite all'interno del modello 3 relazioni tempo-area rispettivamente per bacini rettangolari (TA Curve 1), divergenti (TA Curve 2) e convergenti (TA Curve 3), come raffigurato in Fig. 11.

Il processo di scorrimento superficiale è discretizzato nel tempo in funzione del passo di simulazione Δt ; la superficie del bacino contribuente è discretizzata infatti in una serie di celle concentriche centrate sulla rispettiva sezione di chiusura. Definendo il tempo di corrivazione come t_c il numero di celle di discretizzazione è pari a:

$$n = \frac{t_c}{\Delta t}$$

L'area totale contribuente è pari all'area del bacino moltiplicata per il coefficiente di impermeabilità definito dall'utente.

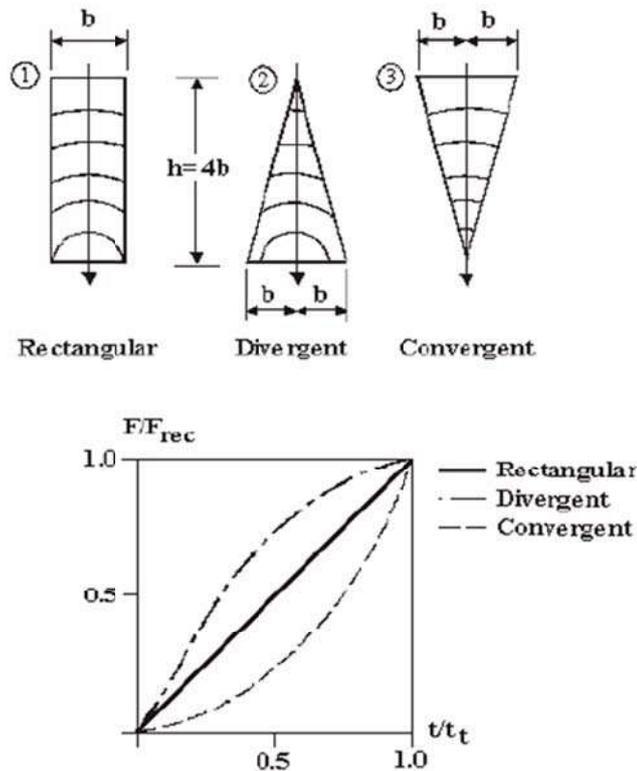


Fig. 11 Schema delle 3 curve T-A disponibili

9.2 Modello B

Il codice di calcolo utilizza il modello dell'onda cinematica schematizzando il deflusso superficiale come una portata all'interno di un canale utilizzando l'equazione cinematica del moto. La forma dell'idrogramma dei deflussi superficiali è quindi funzione della scabrezza, pendenza e lunghezza del bacino.

Il modello accoppia all'equazione cinematica l'equazione di continuità dei volumi in base allo schema riportato nella Fig. 12.

Nel computo delle perdite vengono considerate evapotraspirazione $I_E(t)$, umidità del suolo $I_W(t)$, infiltrazione $I_I(t)$ ed accumulo superficiale $I_S(t)$, così che le piogge efficaci sono pari a:

$$I_{eff}(t) = I(t) - I_E(t) - I_W(t) - I_I(t) - I_S(t)$$

La precipitazione $I(t)$ è assunta uniformemente distribuita sui singoli bacini, oppure può essere assegnata variabile nel tempo.

Le singole perdite sono espresse dalle seguenti espressioni:

$$I_E(t) = \begin{cases} I_{PE}(t) & \text{for } (I(t) \geq I_{PE}(t)) \quad \text{OR} \quad (y(t) > 0) \\ I(t) & \text{for } (I(t) < I_{PE}(t)) \quad \text{AND} \quad (y(t) = 0) \end{cases}$$

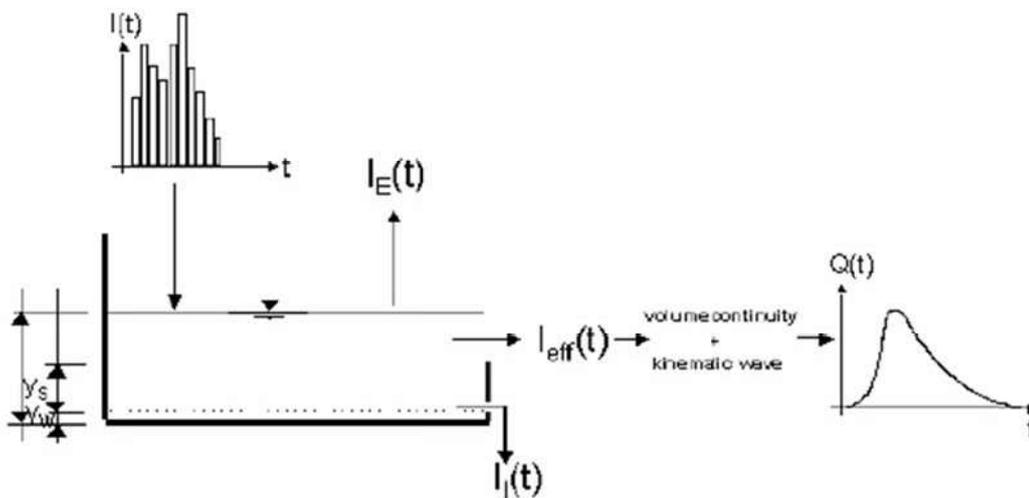


Fig. 12 Schema del funzionamento del modello idrologico B

dove $I_{PE}(t)$ e $y(t)$ rappresentano rispettivamente l'evapotraspirazione potenziale e l'altezza della lama d'acqua sul bacino.

$$I_W(t) = \begin{cases} I(t) - I_E(t) & \text{for } y(t) < y_w \\ 0 & \text{for } (I(t) \leq I_E(t)) \quad \text{OR} \quad (y(t) \geq y_w) \end{cases}$$

dove y_w è l'altezza di "umettamento".

$$I_I(t) = \begin{cases} I_H(t) & \text{for } (y(t) \geq y_w) \quad \text{AND} \quad (I(t) - I_E(t) - I_W(t) \geq I_H(t)) \\ I(t) - I_E(t) - I_W(t) & \text{for } (I(t) - I_E(t) - I_W(t) < I_H(t)) \\ 0 & \text{for } y(t) < y_w \end{cases}$$

dove $I_H(t)$ capacità di infiltrazione calcolata con l'equazione di Horton nella sua forma

$$I_H(t) = I_{Imin} + (I_{Imax} - I_{Imin}) \cdot e^{-k_a \cdot t}$$

dove

I_{MAX} = capacità massima di infiltrazione dopo un lungo periodo di tempo asciutto;

I_{MIN} = minima capacità di infiltrazione (a saturazione);

K_a = fattore di tempo, caratteristica del tipo di suolo.

L'equazione è implementata nel modello mediante l'espressione:

$$I_{I_{CUM}}(t_p) = \int_0^{t_p} I_H dt = I_{I_{min}} \cdot t_p + \frac{I_{I_{max}} - I_{I_{min}}}{k_a} \cdot (1 - e^{-k_a t_p})$$

Nel periodo asciutto che segue l'evento di pioggia, la capacità di infiltrazione viene gradualmente riportata al suo valore iniziale utilizzando la forma inversa dell'equazione di Horton:

$$I_H(t) = I_{IT} + (I_{I_{max}} - I_{IT}) \cdot e^{-1/K_h t}$$

dove

I_{IT} = capacità di infiltrazione tra la fine dell'evento di pioggia e l'inizio del periodo di tempo asciutto;

t = istante di inizio del tempo asciutto;

K_h = fattore di tempo in periodi asciutti, caratteristica del tipo di suolo.

Per finire la perdita per accumulo superficiale è espressa nella forma:

$$I_S(t) = \begin{cases} I(t) - I_E(t) - I_H(t) - I_T(t) & \text{for } y(t) \leq (y_w + y_s) \\ 0 & \text{for } y(t) > (y_w + y_s) \end{cases}$$

con y_s e $y(t)$ rispettivamente altezza di accumulo superficiale (piccoli invasi) e altezza della lama d'acqua cumulata al tempo t .

9.2.1. Calcolo dello scorrimento superficiale

Lo scorrimento superficiale ha inizio nel momento in cui l'intensità di precipitazione effettiva è maggiore di zero, ed è descritto dalla equazione cinematica del moto nella forma

$$Q(t) = M \cdot B \cdot I^{1/2} \cdot y_R(t)^{5/3}$$

dove

M = coefficiente di Strickler;

B = larghezza di scorrimento;

I = pendenza motrice;

$y_R(t)$ = altezza di scorrimento al tempo t .

$y_R(t)$ è definita in base all'equazione di continuità di seguito riportata, con A , area del bacino contribuente.

$$I_{eff}(t) \cdot A - Q(t) = \frac{dy_R}{dt} \cdot A$$

9.2.2. Definizione della tipologia di copertura del suolo

E' possibile considerare 5 differenti tipologie di copertura del suolo: ogni singolo bacino viene suddiviso dal modello in 5 sottobacini ognuno con un area contribuente pari alla percentuale definita dalla tipologia di uso suolo.

Il modello considera ogni singolo sotto-bacino nel calcolo delle perdite, ed i singoli contributi vengono sommati tra loro per definire il contributo totale del bacino.

Le tipologie si suddividono in:

- aree impermeabili: pianeggianti o pendenti;

- aree permeabili: a bassa, media o alta capacità di infiltrazione.

9.3 Modello C

Il modello C determina l'idrogramma di portata contribuente per ciascun bacino utilizzando il metodo dei serbatoi lineari, considerando cioè lo scorrimento superficiale direttamente proporzionale all'altezza d'acqua sul bacino. Nel modello sono implementate le due versioni del metodo utilizzate in Olanda (C1) e Francia (C2).

La schematizzazione dei processi idraulici e idrologici è riportata in Fig. 13.

Inizialmente viene calcolata l'intensità di precipitazione effettiva che determina lo scorrimento superficiale, quindi vengono applicate l'equazione di continuità e l'equazione dei serbatoi lineari.

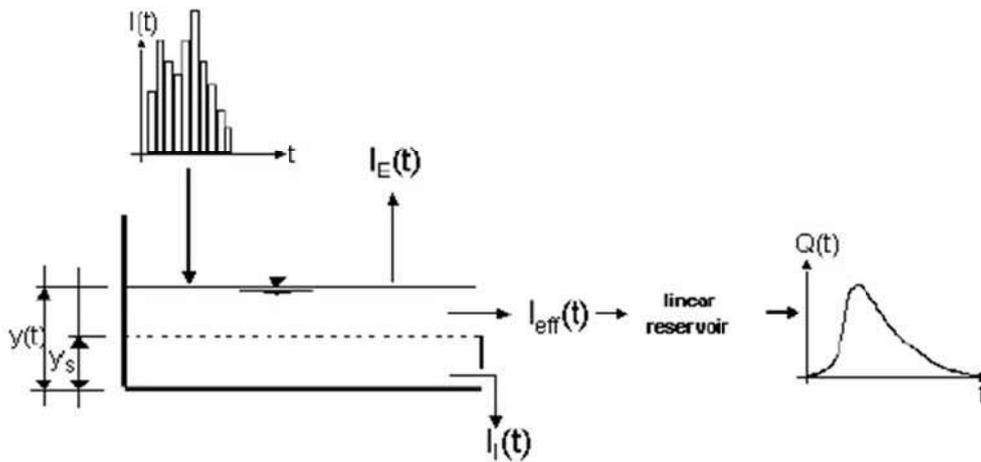


Fig. 13 Schema del funzionamento del modello idrologico C

Le equazioni per il calcolo delle perdite sono le stesse riportate nel paragrafo 9.2 relativo al modello idrologico B, ad eccezione delle perdite relative allo stato di umidità del suolo che non sono prese in considerazione nel modello C.

9.3.1. Calcolo dello scorrimento superficiale

Lo scorrimento superficiale ha inizio nel momento in cui l'intensità di precipitazione effettiva è maggiore di zero, ed è descritto dalla equazione dei serbatoi lineari nella forma

$$Q(t) = C \cdot y_R(t)$$

dove C rappresenta la costante dell'equazione dei serbatoi, differente a seconda del metodo scelto (C1 o C2).

$y_R(t)$, altezza di scorrimento al tempo t, è definita in base all'equazione di continuità di seguito riportata, con A, area del bacino contribuente.

$$I_{eff}(t) \cdot A - Q(t) = \frac{dy_R}{dt} \cdot A$$

9.4 UHM

Il modello UHM utilizza l'Idrogramma Unitario per definire il contributo dei singoli bacini. Le perdite per infiltrazione sono in questo caso considerate costanti, proporzionali alla precipitazione (metodo

razionale), definite in funzione del Curve Number del metodo SCS (U.S. Soil Conservation Service) od infine definite mediante il metodo SCS generalizzato.

9.4.1. Metodo Razionale

L'eccesso di precipitazione che determina lo scorrimento superficiale è definito dalla formula

$$P_{excess} = a \cdot A_f \cdot P$$

dove

a = coefficiente di deflusso;

A_f = fattore di correzione dell'area del bacino

P = intensità di pioggia (mm/h)

9.4.2. Perdite iniziali e perdite costanti

L'utente può definire una perdita idrologica iniziale, superata la quale il modello inizia a generare scorrimento superficiale, dove la pioggia eccedente che determina tale deflusso è definita da

$$P_{excess} = \begin{cases} 0; & \text{for } P_{sum} < I_a + I_c \cdot dt \\ A_f \cdot P \cdot I_c; & \text{for } P_{sum} > I_a \end{cases}$$

dove

P_{sum} = precipitazione cumulata dall'inizio dell'evento di pioggia (mm);

I_a = perdita iniziale definita dall'utente (mm);

I_c = coefficiente di perdita costante definito dall'utente (mm/h);

A_f = fattore di ragguglio areale;

P = intensità di pioggia (mm/h);

dt = passo temporale di integrazione.

9.4.2.1 Metodo SCS

Il metodo del U.S. Soil Conservation Service (SCS) è stato sviluppato nel 1972 per il calcolo delle perdite durante un evento di pioggia.

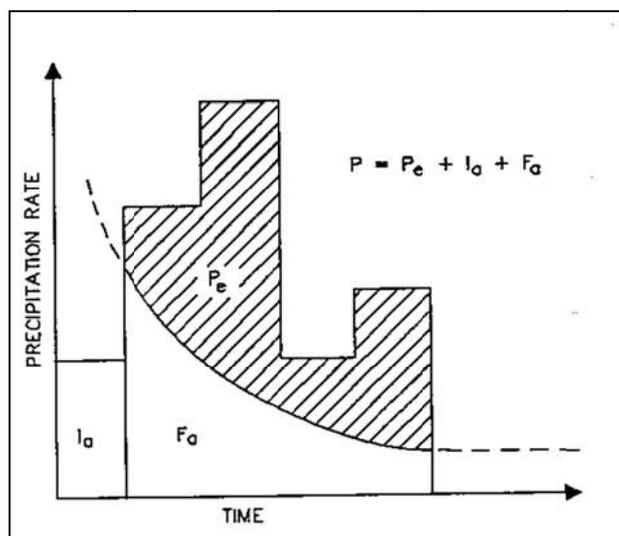


Fig. 14 Variabili del metodo SCS

Durante un evento di pioggia, l'altezza di pioggia netta (o deflusso diretto P_e) è sempre minore o uguale all'altezza totale di pioggia P ; perciò, quando inizia il deflusso superficiale, l'altezza d'acqua immagazzinata nel bacino, F_a , è minore o uguale alla massima ritenzione potenziale S .

Si individua una certa quantità di pioggia I_a (perdita iniziale) per la quale non si produce alcun deflusso; in tal modo il deflusso potenziale è definito come $P - I_a$.

L'ipotesi del metodo SCS è che il rapporto fra le quantità attuali e potenziali di perdita e precipitazione sia uguale, vale a dire:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Per il principio di continuità è:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando le precedenti equazioni si ottiene:

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

equazione base per il calcolo dell'altezza di pioggia netta o deflusso diretto del metodo SCS.

Sono stati utilizzati i risultati di numerosi piccoli bacini sperimentali per ottenere la relazione empirica:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

Ne deriva l'equazione base utilizzata nel modello UHM:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

Il fattore S , ritenzione massima potenziale del bacino, è calcolato attraverso il parametro adimensionale CN, utilizzando la seguente formula empirica derivata dall'analisi del fenomeno afflussi-deflussi su un gran numero di bacini:

$$S = ((1000/CN) - 10) \cdot 25.4 \quad (\text{mm})$$

Il valore del parametro CN (Curve Number) dipende dal tipo di suolo, dall'uso del suolo e dalle condizioni precedenti di imbibizione del suolo all'inizio dell'evento di pioggia.

Per ciascun passo di calcolo la pioggia netta è calcolata come la differenza fra la pioggia netta cumulata fra l'inizio e la fine del passo di tempo.

9.4.2.2 Metodo SCS generalizzato

Successivamente al metodo SCS precedentemente descritto è stato sviluppato un modello di perdita che non utilizza il concetto del grado di saturazione antecedente, bensì un'altezza d'acqua infiltrata.

Il metodo SCS generalizzato risulta simile a quello classico, differendo su alcuni aspetti specifici.

L'eccesso di precipitazione è sempre calcolato sulla base dell'equazione:

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

ma la perdita iniziale I_a è inserita direttamente come parametro in input al modello.

La ritenzione massima potenziale S [mm] è invece calcolata in base alla seguente espressione:

$$S = ((1000)/CN) - 10 \cdot 25.4$$

Il parametro CN è fornito in input al modello e risulta costante durante la simulazione al pari del metodo SCS classico.

9.4.3. Il metodo dell'idrogramma unitario

Il metodo dell'idrogramma unitario è un semplice modello lineare che può essere usato per derivare l'idrogramma risultante da un qualsiasi quantitativo di pioggia netta.

L'idrogramma unitario rappresenta la funzione di risposta impulsiva unitaria di un sistema idrologico lineare, ovvero l'idrogramma diretto di portata risultante da un'unità di pioggia netta nella durata t_r .

Le seguenti ipotesi sono alla base del metodo:

- la pioggia netta ha intensità costante nella durata effettiva;
- la pioggia netta è distribuita uniformemente sull'intero bacino idrografico;
- il tempo di base dell'idrogramma di portata risultante da una pioggia netta di data durata è costante;
- le ordinate di tutti gli idrogrammi di portata con una comune base di tempo sono direttamente proporzionali all'ammontare totale della pioggia netta rappresentata da ciascun idrogramma;
- è applicato il principio di sovrapposizione degli idrogrammi risultanti da periodi in continuo o isolati di pioggia netta a intensità costante;
- per un dato bacino, l'idrogramma risultante da una specifica pioggia netta riflette le condizioni invariabili del bacino.

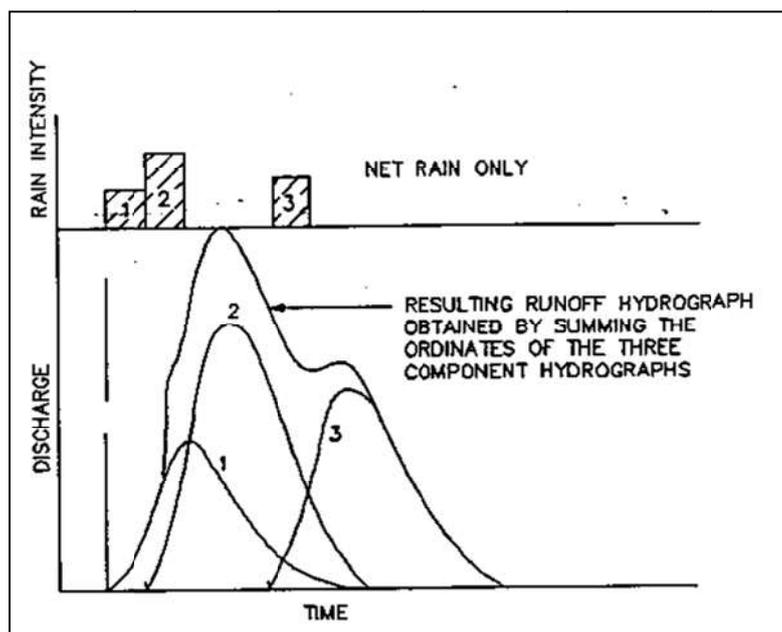


Fig. 15 Principio di sovrapposizione degli idrogrammi di portata

In accordo con le sopraddette ipotesi, il modello ad ogni passo di tempo determina l'idrogramma corrispondente alla pioggia netta generata dal modello delle perdite nel bacino nello stesso passo di tempo, e aggiunge tale risposta al contributo di deflusso generato nel passo di tempo precedente.

9.4.3.1 Gli idrogrammi unitari SCS

Un idrogramma unitario è caratterizzato dalla durata della pioggia unitaria (t_r) e dal "lag time" (t_l) definito come la differenza di tempo fra il centro dell'evento unitario di pioggia e il picco di portata. Il

tempo di picco (T_p), cioè il tempo dall'inizio dell'evento fino al momento in cui si verifica il picco di portata, può essere calcolato come:

$$T_p = t_r/2 + t_l$$

Nel presente modello sono specificati due tipi di idrogrammi unitari sintetici: l'SCS triangolare e l'SCS adimensionale.

L'utente deve specificare il "lag time" che deve essere utilizzato nei calcoli. Il programma mette quindi automaticamente nella giusta scala l'idrogramma applicato, facendo attenzione che l'area sotto la curva risulti unitaria.

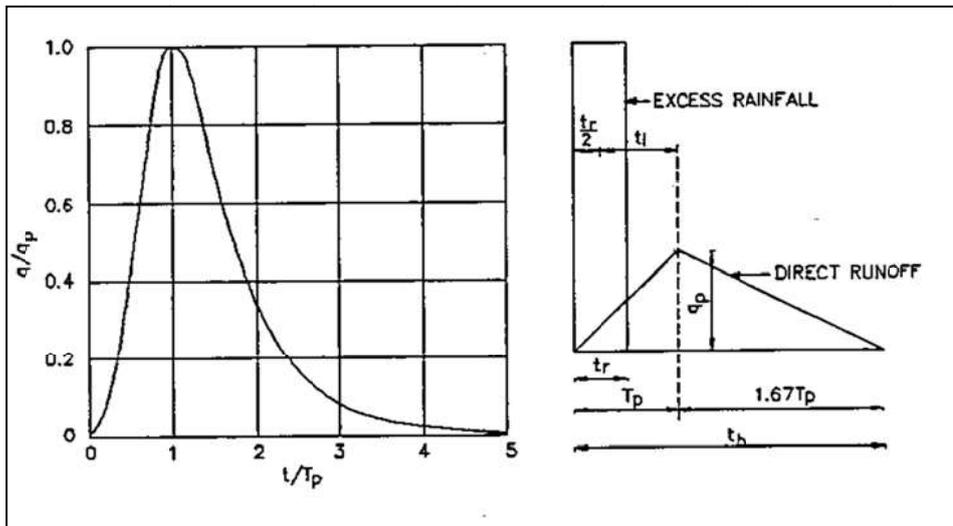


Fig. 16 Idrogrammi sintetici del Soil Conservation Service.

Il "lag time" può anche essere calcolato dai dati caratteristici del bacino utilizzando la formula sperimentale del metodo SCS:

$$t_l = \frac{(L \cdot 3,28 \cdot 10^3)^{0,8} \cdot (100\% / CN - 9)^{0,7}}{(1900 Y^{0,5})}$$

dove

t_l = lag time (ore);

L = lunghezza del bacino (km);

CN = SCS curve number;

Y = pendenza media del bacino (%).

Un idrogramma unitario derivato dalle curve area-tempo è considerato specifico del bacino. Di conseguenza non si può specificare un lag time arbitrario se si utilizza tale metodo. Il programma utilizza semplicemente il lag time implicitamente dato dalle curve area-tempo. Il metodo area-tempo implementato nel modulo UHM descrive una pura traslazione dello idrogramma di pioggia netta attraverso la rete di drenaggio superficiale, descritta usando il tempo di percorrenza del canale di flusso. L'idrogramma in uscita ignora quindi gli effetti di immagazzinamento nel bacino.

9.4.3.2 L'idrogramma Snyder

Il metodo di Snyder, sviluppato sulla base di un'analisi di bacini di dimensioni variabili tra 30 e 30.000 Km², consente di definire i parametri dell'idrogramma unitario in base alle caratteristiche del bacino scolante.

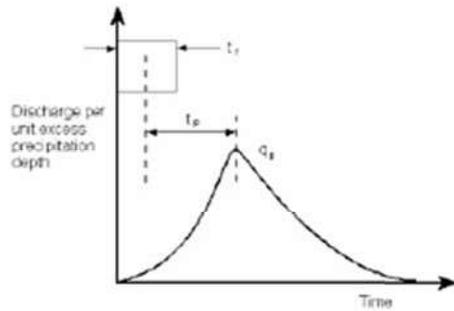


Fig. 17 Idrogramma unitario di Snyder

Per l'idrogramma unitario standard, il tempo di lag T_p , in ore, è definito in base alla durata della precipitazione t_r , anch'essa in ore secondo la formula seguente:

$$t_p = 5.5 t_r.$$

Per un bacino specifico, il tempo di lag può invece essere calcolato in base alle caratteristiche della superficie scolante come segue:

$$t_p = C_1 C_t (LL_c)^{0.3}$$

dove:

C_1 = costante pari a 0.75;

C_t = coefficiente funzione del bacino;

L = distanza massima lungo il reticolo principale dal limite del bacino alla chiusura, in Km;

L_c = distanza lungo il reticolo principale dal baricentro del bacino alla chiusura, in Km.

La portata al picco per unità di area drenata è definita come segue:

$$q_p = \frac{C_2 C_p}{t_p}$$

dove:

q_p = portata specifica al colmo, $m^3/s/Km^2$;

C_2 = costante, pari a 2.75;

C_p = coefficiente di picco;

t_p = tempo di lag, ore.