

DOTTORATO DI RICERCA IN  
INGEGNERIA IDRAULICA ED AMBIENTALE  
XXIII Ciclo

A thesis presented to the graduate school of the University of Palermo in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy

*Tesi per il conseguimento del titolo di  
Dottore di Ricerca*



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI  
PALERMO  
*Dipartimento di Ingegneria  
Civile, Ambientale e  
Aerospaziale*

*Sedi consorziate:*



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI  
DI MESSINA  
*Dipartimento di Ingegneria  
Civile*

SCELTA DEGLI INTERVENTI DI  
RIABILITAZIONE DELLE RETI IDRICHE CON  
UNA BASE INFORMATIVA LIMITATA

Antonino Fortunato

**Tutor:**  
Prof. Mario Rosario MAZZOLA

**Coordinatore del dottorato:**  
Prof. Enrico NAPOLI

Settore Scientifico-Disciplinare  
Costruzioni Idrauliche e Marittime e Idrologia (ICAR/02)



# Sommario

<b>Sommario</b>	<b>1</b>
<b>Introduzione</b>	<b>5</b>
<b>Alcuni aspetti del problema di riabilitazione delle reti</b>	<b>9</b>
2.1. Generalità.....	9
2.2. Stato dell'arte.....	13
2.3. Oggetto della ricerca e metodologia.....	16
<b>Affidabilità, vulnerabilità, robustezza e resilienza delle reti idriche</b>	<b>21</b>
3.1. Generalità.....	21
3.2. Definizione degli indici di affidabilità, resilienza e vulnerabilità secondo Hashimoto .....	24
3.2.1. Affidabilità.....	24
3.2.2. Resilienza.....	24
3.2.3. Vulnerabilità .....	26
3.2.4. Robustezza.....	26
<b>Alcuni aspetti della valutazione delle perdite idriche</b>	<b>29</b>
4.1. Generalità.....	29
4.2. Definizione delle perdite idriche .....	30
4.3. Errore di misura dei contatori nell'ambito del bilancio idrico	37
4.4. Valutazione e ricerca delle perdite idriche .....	39
4.4.1. Osservazione Passiva.....	40
4.4.2. Rapporto Minimo Notturmo .....	41
4.4.3. Portata Minima Notturna .....	41

4.4.4. Portata a Consumo Minimo .....	43
4.4.5. Step Testing .....	43
4.5. Indicatori di performance relativi alle perdite idriche dell'IWA .....	44
4.5.1. <i>Technical Indicator for Real Losses</i> (TIRL) .....	44
4.5.2. <i>Unavoidable Annual Real Losses</i> (UARL) .....	45
4.5.3. <i>Infrastructure Leakage Index</i> (ILI).....	46
<b>Cenni agli algoritmi genetici</b>	<b>47</b>
5.1. Generalità.....	47
5.2. Algoritmi genetici in forma canonica.....	48
5.2.1. Processo di formazione della popolazione P(t) .....	49
5.2.2. Algoritmo genetico canonico.....	50
5.2.3. Selezione.....	51
5.2.4. Crossover .....	52
5.2.5. Mutazione .....	52
5.3. Considerazioni sugli operatori genetici .....	53
<b>Il Decision Support System CARE-W</b>	<b>55</b>
6.1. Generalità.....	55
6.2. Descrizione generale del DSS .....	56
6.2.1. CARE-W PI.....	58
6.2.2. CARE-W ARP.....	59
6.2.3. CARE-W FAIL.....	59
6.2.4. CARE-W REL.....	60
6.2.5. CARE-W LTP .....	60
6.2.6. Water Network Manager Software.....	60
6.2.7. Obiettivi di CARE-W .....	61
6.3. Indicatori di performance – PI tool.....	61
6.3.1. Componenti del PI System .....	62
6.3.2. CARE-W PI tool.....	63
6.4. Previsione delle rotture e l'analisi di affidabilità.....	65

6.4.1. Parametri necessari all'applicazione dell'ARP tool .....	65
6.4.2. Modelli di previsione delle rotture .....	65
6.4.3. Tools di valutazione dell'affidabilità idraulica.....	66
6.4.4. Risultati dei test sui modelli di previsione delle rotture e di analisi dell'affidabilità .....	67
6.4.5. Indicazioni per l'utilizzo dei FAIL e REL tool .....	69
6.5. Supporto alle decisioni sugli interventi di riabilitazione .....	70
6.5.1. L'Annual Rehabilitation Programme tool (ARP).....	70
6.5.2. Definizione dei criteri e sviluppo del sistema di decisione ....	71
6.5.3. Procedura di prioritizzazione degli interventi.....	71
6.6. Pianificazione degli interventi di riabilitazione a lungo termine .....	74
6.6.1. Generalità.....	74
6.6.2. Il Rehab Scenario Writer .....	75
6.6.3. Il Rehab Strategy Manager .....	78
6.6.4. Rehab Strategy Evaluator .....	79
6.7. Water Network Rehabilitation Manager Software .....	80
<b>Approccio head-driven alla simulazione idraulica delle reti</b>	<b>85</b>
7.1. Generalità sui modelli di simulazione .....	85
7.2. Equazioni di una rete di distribuzione in condizioni di moto permanente .....	86
7.3. Sistema ridotto nelle portate circolanti .....	89
7.4. Modelli di simulazione .....	90
7.4.1. Metodo di Hardy-Cross .....	92
7.4.2. Metodo di Newton-Raphson.....	93
7.4.3. Metodo dell'analisi lineare .....	94
7.5. Simulazioni di lungo periodo – Extended-Period Simulation, EPS .....	95
7.6. Modelli demand-driven e modelli pressure-driven.....	96
7.7. Relazione tra portata erogata e carico nodale .....	97
7.8. Approcci Pressure-Driven all'analisi idraulica.....	99

7.8.1. Metodi semplificati.....	99
7.8.2. Metodi che modellano come nodi-serbatoio i nodi critici ....	101
7.8.3. Metodi che risolvono l'intero sistema di equazioni.....	103
7.8.4. Procedura iterativa basata sull'adozione di modelli demand-driven .....	105
7.8.5. Utilizzo degli <i>Epanet emitter</i> .....	106
<b>Campionamento dei consumi idrici per la quantificazione delle perdite a scala di distretto tramite bilanci idrici</b>	<b>109</b>
8.1. Generalità.....	109
8.2. Brevi cenni di teoria dei campioni.....	110
8.3. Osservazioni sulle procedure di campionamento .....	114
8.4. Un primo caso di studio teorico.....	115
8.5. Un secondo caso di studio .....	117
8.6. Considerazioni finali.....	120
<b>Descrizione del modello di selezione degli interventi in condizioni di scarsità di dati, ed applicazioni numeriche</b>	<b>123</b>
9.1. Introduzione.....	123
9.2. Modello di supporto di selezione delle azioni di riabilitazione..	125
.....	125
9.2.1. Indici di performance adottati.....	125
9.2.2. Modello idraulico .....	130
9.2.3. Modellazione delle perdite .....	132
9.2.4. Tool di ottimizzazione .....	134
9.3. Applicazione numerica, risultati e discussione.....	135
<b>Conclusioni</b>	<b>143</b>
<b>Bibliografia</b>	<b>147</b>

# Capitolo 1

## Introduzione

L'invecchiamento delle condotte causa, nel tempo, l'aumento delle rotture, delle perdite idriche e degli interventi di riparazione e manutenzione, la diminuzione dell'efficienza idraulica delle reti, con conseguente peggioramento dei livelli di servizio, e la riduzione della qualità dell'acqua distribuita.

Un'efficiente politica di gestione dei sistemi idrici di distribuzione, e la definizione degli interventi riabilitativi più opportuni, dovrebbero essere basati sul monitoraggio delle condizioni fisiche e dei parametri idraulici operativi delle reti e degli impianti, nonché sulla registrazione dei lavori di manutenzione e riabilitazione effettuati nel corso degli anni.

Allo scopo di individuare i distretti di rete ed i singoli *asset* che presentano le maggiori criticità, la tipologia e la programmazione ottimale degli interventi da attuare, sono ormai disponibili vari *decision support systems* (DSS) – quali CARE-W (*Sægvog, 2005*) e WaterPipe (*Bimpas et al., 2007; Kiss, 2007*) – che, benché indubbiamente utili, richiedono tuttavia una grande quantità di dettagliati dati di input, quali: topografia della rete, caratteristiche di condotte, giunti e dispositivi di misura, profondità di posa delle condotte, natura dei terreni di posa, spessore residuo della parete delle tubazioni, carichi stradali, statistiche dettagliate su rotture, perdite e fallanze del servizio, ecc.

Molto spesso però, anche i gestori più efficienti hanno una conoscenza limitata delle caratteristiche e del funzionamento delle reti e degli impianti, che sono spesso affetti da inadeguati livelli di performance, cattivo stato di manutenzione ed elevati livelli di perdita idrica, avendo inoltre a disposizione budget limitati per eseguire lavori di miglioramento della qualità del servizio.

È dunque necessario adottare approcci più pragmatici, sviluppando strumenti di pianificazione degli investimenti che siano in grado di affrontare il problema della scarsità di dati conducendo a soluzioni robuste.

Tale approccio, oltre ad essere necessario nei casi suddetti, è comunque auspicabile anche nelle realtà in cui i dati sono disponibili ma non prontamente utilizzabili (in quanto non strutturati e dispersi nelle banche dati e nei sistemi informativi dei vari dipartimenti, divisioni e strutture operative in cui è articolato il gestore), poiché porta ad un uso più efficiente delle risorse

economiche. Appare in effetti evidente che il processo decisionale sugli investimenti da effettuare non può fare a meno di un minimo livello di conoscenza, che va acquisito in ogni caso, sfruttando al meglio le limitate risorse, economiche e temporali, disponibili.

Se non si dispone di una conoscenza sufficientemente precisa ed aggiornata dell'infrastruttura, è infatti in prima istanza necessario ricorrere ad una ricognizione di campo, e possibilmente al rilievo, della rete, degli impianti e delle apparecchiature. In mancanza di dati sistematici, occorrerebbe reperire informazioni (almeno qualitative) sulla vetustà delle condotte e sulle frequenze di rottura e di manutenzione nelle varie parti della rete. È anche opportuno verificare il livello delle pressioni per stabilire se attuare interventi di contenimento delle stesse, che hanno un effetto di riduzione dei tassi di rottura e delle perdite (pur rendendone più difficile la localizzazione). Parallelamente è necessario quantificare le perdite nelle varie zone della rete; a tal proposito è utile la distrettualizzazione della rete stessa, che agevola anche la regolazione delle pressioni e consente una migliore gestione del servizio.

Comunemente le parti di rete ed i singoli asset a cui viene attribuita priorità di riabilitazione sono, chiaramente, i più vecchi e quelli con i maggiori livelli di perdita, frequenze di rottura e pressioni di esercizio.

Intervenire in queste aree, pur consentendo indubbiamente di ridurre il numero di rotture, i volumi idrici persi ed i costi di manutenzione (almeno in un primo momento), non è comunque sufficiente, dal momento che non assicura il miglioramento di livelli di servizio. A tale scopo è necessario valutare le performance complessive conseguibili dalla rete, grazie all'esecuzione di interventi di riabilitazione anche in aree escluse durante lo screening iniziale, secondo un approccio più olistico.

Una crescente produzione scientifica, che tratta il problema della pianificazione degli interventi di riabilitazione in condizioni d'incertezza di informazioni, ricorre frequentemente a modelli di ottimizzazione, basati su algoritmi genetici, che spesso affrontano il problema dell'incertezza aleatoria, consistente in fluttuazioni casuali delle variabili all'interno dei problemi studiati, che è irriducibile e può essere trattata per mezzo di approcci statistici. L'incertezza epistemica, data dalla carenza di dati e/o di conoscenza dei fenomeni studiati, può essere invece affrontata cercando un modo di limitare l'ammontare di informazioni necessarie, per esempio adottando indici di performance significativi e concisi, calcolabili sulla base di un limitato numero di dati, in modo da minimizzare l'impiego di risorse economiche e di tempo per acquisire le informazioni non prontamente disponibili.

La selezione delle azioni da attuare potrà effettuarsi sulla base di criteri di efficienza (entità delle perdite in rapporto ai volumi immessi in rete), di soddisfacimento delle portate richieste dell'utenza, di affidabilità (probabilità

che il sistema fornisca adeguati livelli minimi di servizio), e di robustezza (probabilità che il sistema garantisca adeguati livelli di performance anche in condizioni diverse da quelle ipotizzate in fase di progetto).

Fra i vari indici di performance della letteratura tecnica, è stata in particolare studiata la possibilità di adottare gli indici di affidabilità e di efficienza del sistema definiti da *Bertola e Nicolini* (2006), insieme al tasso medio di rottura delle condotte, assunto quale indicatore delle condizioni fisiche della rete, ed al ben noto indice di resilienza di *Todini* (2000). Quest'ultimo è stato opportunamente adattato, ridefinendone le modalità di calcolo, per renderlo applicabile alla selezione delle azioni di riabilitazione, laddove è necessario tenere conto delle perdite idriche e considerare l'evenienza che i carichi ai nodi siano insufficienti ad erogare le portate richieste dall'utenza.

Nello svolgimento della ricerca ci si è pertanto focalizzati sulla definizione di un possibile approccio alla riabilitazione delle reti di distribuzione in condizioni di scarsità di dati, facente ricorso a simulazioni idrauliche *head-driven* ed a strumenti di ottimizzazione multi-obiettivo, per esplorare in maniera efficiente lo spazio delle possibili soluzioni, pragmaticamente finalizzato alla selezione delle migliori opzioni d'intervento, in termini di efficienza, affidabilità e robustezza, sulla base di significativi e concisi indici di performance.

Particolare attenzione è stata inoltre prestata alla modellazione delle perdite idriche, aspetto particolarmente critico e di grande rilevanza per la definizione dei sistemi di supporto alle decisioni di *asset management*.

Altro problema preso in considerazione è la quantificazione delle perdite nei distretti di rete, operazione preliminare e funzionale alla selezione delle opzioni di asset management. A tale scopo l'esecuzione di bilanci idrici sarebbe lo strumento principe, nondimeno esso richiede la misura dei volumi erogati alle utenze. Sarebbero quindi necessarie le letture di tutto il parco contatori.

È questo il maggior limite del metodo del bilancio idrico, in quanto i contatori sono spesso insufficienti nel numero, obsoleti, imprecisi ed inaffidabili. Ciò rende difficile organizzare campagne di rilievo dei consumi estese e dettagliate, le informazioni rilevate e la struttura delle quali sono del resto comunemente pensate per scopi di fatturazione piuttosto che di controllo dell'efficienza degli impianti di distribuzione.

Inoltre, il tempo necessario all'attuazione di tali procedure può essere incompatibile con le esigenze dei processi decisionali di asset planning e col monitoraggio delle perdite idriche a scala temporale ridotta; le misure, infine, sono generalmente non contemporanee. Pertanto spesso si rinuncia all'esecuzione dei bilanci idrici, in favore di metodi alternativi come l'analisi delle portate minime notturne.

È stata dunque studiata anche la possibilità, ad oggi alquanto innovativa e molto poco indagata, di eseguire un numero limitato di misure, installando, solo presso poche selezionate utenze, strumenti di misurazione dei volumi erogati più moderni, affidabili e precisi, in modo da potere stimare i consumi dell'intero distretto. Questo approccio alla quantificazione delle perdite si inserisce perfettamente nella filosofia generale del modello di supporto alle decisioni, ovvero la riduzione al minimo dell'impiego di risorse economiche e temporali in fase di indagine ed analisi preliminare.

## Capitolo 2

# Alcuni aspetti del problema di riabilitazione delle reti

### 2.1. Generalità

Una rete idrica di distribuzione ha il compito di erogare alle utenze la risorsa complessivamente disponibile nelle fonti di approvvigionamento che alimentano il sistema, garantendo adeguati livelli di servizio sia in termini di qualità che in termini di quantità d'acqua fornita.

Al livello nazionale, la quasi totalità dei centri abitati (anche i più piccoli e remoti) dispone oggigiorno di reti d'acquedotto, tuttavia la loro presenza, consistenza e condizione fisica non sono sempre sufficienti a garantire il soddisfacimento del servizio nei differenti scenari di esercizio che possono nel tempo configurarsi.

Una crisi idrica può principalmente verificarsi a causa di:

- carenze di risorsa disponibile nel sistema delle fonti di approvvigionamento ed immessa in rete (causa idrologica), a seguito di più o meno gravi e prolungati periodi di siccità;
- significativi aumenti della domanda idrica, dovuti ad un uso non razionale della risorsa o ad un incremento della popolazione servita, non prevedibile in fase di dimensionamento del sistema e tale da non poter essere bilanciato da eventuali ulteriori prelievi di risorsa dalle fonti di approvvigionamento disponibili;
- aumento delle caratteristiche di resistenza idraulica delle condotte (invecchiamento idraulico), per via dell'aumento della scabrezza dovuto a corrosione, abrasione, incrostazioni e tubercolizzazioni delle tubazioni;

- aumenti delle perdite idriche a seguito dell'incremento della frequenza di rottura delle condotte e del peggioramento generalizzato delle condizioni fisiche degli elementi dell'infrastruttura (problemi di tenuta dei giunti, perdite in corrispondenza di valvole e contatori, rotture negli allacci d'utenza, ecc.).

Molto comunemente gli enti gestori del servizio di distribuzione fronteggiano queste situazioni di crisi attuando una riduzione delle pressioni in rete (tramite l'installazione di valvole di riduzione in numero e posizioni opportuni) ovvero, più radicalmente, operando la turnazione delle erogazioni. Nonostante entrambe le strategie debbano ritenersi interventi di emergenza, e costituiscano soluzioni solo momentanee agli scenari di crisi, nelle regioni del meridione d'Italia vi sono molte realtà in cui tali tecniche di gestione sono ormai quasi divenute la normalità.

È perfettamente plausibile che, con il passar del tempo, lo stato di crisi su descritto peggiori ulteriormente e, in assenza della rapida pianificazione di una serie di efficaci e mirati interventi di riabilitazione, si sia perciò costretti a ricorrere all'attuazione di interventi in condizioni di estrema emergenza, senza avere il tempo per ricercare la migliore soluzione, adottando dunque la soluzione più semplice e rapida anziché la più efficiente, efficace ed economicamente conveniente.

Questa problematica è maggiormente avvertita nei centri urbani in cui si ha carenza dei dati necessari per valutare la tipologia e la localizzazione degli interventi di riabilitazione (*Barata et al.*, 2007); in questi casi il gestore cerca di massimizzare gli effetti degli investimenti sulla rete, senza avere tempo e risorse economiche sufficienti (in quanto gli interventi sono spesso estemporanei e dettati dalla necessità impellente) per acquisire la conoscenza delle informazioni capaci di suggerire la realizzazione di interventi di manutenzione straordinaria, ovvero la radicale sostituzione di quei componenti del sistema le cui prestazioni e caratteristiche tecniche risultino eccessivamente deteriorate.

L'insieme degli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, di riabilitazione o sostituzione dei componenti del sistema di distribuzione, la loro pianificazione temporale e finanziaria ed il processo decisionale relativo, va sotto il nome di asset management, ovvero gestione degli asset, cioè del capitale infrastrutturale.

L'asset management risponde essenzialmente alle medesime domande a cui il gestore della rete deve dare risposta, anche quando operi in condizioni di emergenza, senza una pianificazione preventiva dei possibili interventi da attuare:

- Quale tipologia di intervento eseguire (manutenzione straordinaria, riabilitazione, ricerca e riparazione delle perdite idriche, sostituzione)?

- Quale tecnologia adoperare (rivestimento strutturale o non strutturale, intervento con scavo in trincea ovvero con tecniche no-dig, ecc.)?
- Quando metterla in atto (il tempo di intervento più idoneo varia in base all'elemento del sistema da riabilitare ed in base alla tipologia di intervento)?
- Dove operare (ovvero su quali elementi intervenire, in funzione del budget a disposizione)?

L'analisi delle alternative non si limita dunque alla sola scelta della metodologia di intervento da effettuare, ma richiede anche la collocazione spazio-temporale dell'intervento, ovvero la selezione degli asset più critici e lo scheduling degli interventi.

La rilevanza dell'argomento in studio è evidenziata dallo stato delle infrastrutture (reti di distribuzione e opere accessorie), presenti nel nostro paese, ove le perdite idriche (comunemente considerate un indicatore attendibile dello stato di conservazione e del livello di manutenzione delle opere), raggiungono mediamente il 40% del volume di risorsa prelevata dalle fonti di approvvigionamento, sottoposta a trattamento, ed immessa in rete, con punte che in alcune situazioni raggiungono il 73%. Ciò determina ovviamente inutili costi di potabilizzazione e sollevamento, laddove necessari, e costituisce comunque una situazione insostenibile dal punto di vista del bilancio della risorsa idrica nelle realtà caratterizzate da scarsità di fonti in rapporto alla domanda. Si registra inoltre un'età media delle reti acquedottistiche superiore ai 30 anni a fronte di una vita media di esercizio di circa 40-50 anni; è dunque logico prevedere che nell'arco di una decina d'anni gran parte delle infrastrutture dovranno essere sottoposte ad interventi di manutenzione di grande rilevanza.

Come già detto, l'invecchiamento della rete di distribuzione da luogo, nel tempo, alle seguenti conseguenze:

- aumento delle rotture legate a fattori esterni (ovalizzazione della sezione a causa di sovraccarichi stradali), a fattori interni (sovrappressioni) o a errori di installazione (giunti, organi di intercettazione e misura, specie nella prima parte della vita utile della rete);
- aumento delle perdite idriche legate alla non perfetta tenuta dei giunti e degli organi di manovra, a lesioni e rotture;
- diminuzione dell'efficienza idraulica legata all'aumento delle perdite di carico, causata dalla crescita delle resistenze idrauliche (scabrezza delle tubazioni) e all'incremento delle portate circolanti (aumento della domanda e delle perdite).

Conseguenze dirette del fenomeno dell'invecchiamento possono essere considerate:

- il mancato sfruttamento della risorsa idrica perduta (con conseguenti costi di potabilizzazione, trasporto e possibilmente anche di sollevamento);
- l'aumento del numero di interventi di manutenzione ordinaria e della frequenza degli interventi di manutenzione straordinaria;
- disservizi alle utenze (a causa delle interruzioni di servizio dovute alle riparazioni, e della diminuzione delle pressioni in rete in condizioni di massima erogazione).

Come soluzione a questi problemi, negli ultimi decenni sono state proposte varie tecniche di gestione e strategie riabilitative. Le prime sono basate sulla riduzione della pressione in rete, sulla distrettualizzazione del sistema di distribuzione e, come intervento di emergenza (purtroppo spesso divenuto prassi consolidata), sulla turnazione delle erogazioni alle utenze. Le strategie di riabilitazione delle condotte si basano sui risultati delle campagne di ricerca perdite (perdite occulte), sulle segnalazioni di guasti e rotture (perdite segnalate) e sulle ispezioni periodiche di condotte ed apparecchiature.

A scala di distretto di rete, il gestore può porre in essere tre tipologie di strategia:

- Non effettuare alcun intervento di riabilitazione e limitarsi ad eseguire la manutenzione ordinaria dei guasti e delle rotture segnalate (scelta passiva o reattiva).
- Effettuare interventi di ripristino di tutti gli elementi idraulico-strutturali dell'intero distretto (scelta attiva).
- Effettuare interventi di ripristino e/o manutenzione straordinaria di alcuni elementi idraulico-strutturali di un distretto della rete, sulla base di indicatori specifici (scelta selettiva o proattiva).

Nel primo caso si accettano i costi periodici di manutenzione e non si procede ad alcun intervento sostanziale sulla rete. Questa scelta può avere una ragione d'essere essenzialmente nei casi in cui si ritenga di essere ancora all'interno della vita utile degli elementi della rete.

La seconda opzione è tipica delle realtà in cui la vita utile di tutti gli elementi del distretto è stata raggiunta o superata e quindi i costi di manutenzione, per la riparazione di guasti e rotture, non sono concorrenziali rispetto al rifacimento ex novo dell'intero distretto.

La terza possibilità è giustificata nei casi in cui solo alcuni elementi del distretto in studio abbiano raggiunto o superato il termine della propria vita utile (perché hanno caratteristiche o età differenti o sono soggetti ad azioni esterne diverse dagli altri asset).

## 2.2. Stato dell'arte

Negli ultimi decenni si è verificata un'evoluzione nella concezione del servizio acquedottistico, da mero soddisfacimento di esigenze civili primarie, verso una moderna visione "aziendale", tendente all'efficienza tecnica ed economica del servizio reso all'utenza.

Si rende dunque necessario lo sviluppo di metodologie di analisi per la pianificazione degli interventi di riqualificazione dei sistemi acquedottistici, approfondendo gli aspetti relativi ai criteri di valutazione delle prestazioni, all'analisi tecnico-economica delle alternative ed all'integrazione delle tecniche di ottimizzazione con i modelli idraulici di simulazione.

L'analisi degli interventi di riqualificazione delle reti deve affrontare il problema dell'ottimizzazione della progettazione e gestione, e della prioritizzazione degli interventi, basandosi su indici di prestazione adeguati.

Lo studio di riabilitazione delle reti richiede la formulazione di modelli non lineari di ricerca del minimo di assegnate funzioni di costo, sotto vincoli legati al rispetto di livelli di prestazione e di affidabilità, valutati in base al funzionamento idraulico delle stesse, ed a funzioni di penalizzazione per la loro violazione.

Gli approcci risolutivi comunemente adottati lamentano la mancanza di quelle fondamentali caratteristiche di affidabilità e robustezza computazionale che rendono possibile, per problemi di grandi dimensioni, raggiungere una adeguata efficienza, e ciò è in particolar modo evidente per i modelli idraulici head-driven, che legano le erogazioni ai nodi alle pressioni effettive ivi presenti. L'uso di tali modelli, come meglio illustrato nel seguito (Capitolo 7), è assolutamente imprescindibile per lo studio delle reti in condizioni di carico insufficiente.

Da un'analisi della letteratura tecnica sulle reti idriche di distribuzione emerge come il tema della riabilitazione e della selezione degli asset a degli interventi a cui sottoporli, sia stato nel tempo oggetto di numerosi studi e ricerche, finalizzati, in un primo momento, alla formulazione ed al miglioramento dei modelli di simulazione del comportamento idraulico delle reti (*Hardy-Cross*, 1936) con metodi sempre più efficaci: Newton-Raphson (*Shamir & Howard*, 1968); analisi lineare; minimizzazione dell'energia; gradiente modificato.

In un secondo tempo, l'interesse di studiosi e ricercatori si è spostato su altri temi, di massima importanza nella gestione delle reti, quali la comprensione dei meccanismi di perdita idrica, la schematizzazione e la modellazione delle perdite stesse, il dimensionamento ottimale delle reti e dei loro componenti (*Su et al.*, 1987; *Savic & Walters*, 1997), la definizione dei

relativi indici di performance, di affidabilità, di vulnerabilità e di resilienza (*Hashimoto et al.*, 1982; *Coelho*, 1997; *Mays*, 1989).

Alcuni modelli, ad esempio quelli che studiano le cause del non adeguato funzionamento delle reti (perdite idriche elevate e pressioni alla distribuzione insufficienti), ovvero quelli che ricercano indicatori sintetici sulla cui base poter comparare i parametri dimensionali di reti di distribuzione differenti, hanno come obiettivo la descrizione dei vari fattori (elementi e fenomeni) che ne rappresentano la struttura ed il funzionamento.

I modelli di ottimizzazione (*Walski*, 1985), ascrivibili alla vasta categoria dei modelli a supporto alle decisioni, forniscono un fondamentale aiuto nella valutazione delle diverse alternative progettuali, avendo come scopo la migliore allocazione delle somme da investire nella rete, fra i vari asset, in modo da massimizzare la qualità del servizio di distribuzione, l'efficienza idraulica dell'infrastruttura e l'economicità della gestione.

I sistemi a supporto delle decisioni (*decision support systems*, DSS) possono essere adoperati per vari scopi ed in differenti momenti della vita utile delle infrastrutture:

- In fase di dimensionamento ex novo di una rete (*Kapelan et al.*, 2005) o di una sua espansione, possono indirizzare verso la scelta di progetto ottimale (individuazione dello schema topologico più robusto, selezione dei diametri delle condotte, localizzazione delle valvole, ecc.).
- In fase di esercizio possono essere d'aiuto nelle scelte sulla collocazione ottimale degli organi di misura, atti a fornire indicazioni generalizzate sui parametri di funzionamento della rete.
- In fase di riabilitazione (*Duarte et al.*, 2005; *De Marinis et al.*, 2005), al termine della vita utile delle infrastrutture, possono supportare la scelta delle condotte e degli interventi a cui sottoporle (rifacimento di porzioni di reti che abbiano raggiunto condizioni di esercizio non più adeguate e soddisfacenti o manutenzione straordinaria di interi distretti), e guidare nella sostituzione degli organi di misura (di portata e pressione), di intercettazione (saracinesche), di riduzione di pressione, ecc.

Sotto l'aspetto riabilitativo, l'analisi delle problematiche di una rete idrica può riguardare i fattori che causano variazioni delle caratteristiche, dello stato e delle performance del sistema, ovvero proporsi lo scopo di determinare le priorità di intervento sulle differenti parti della rete, indipendentemente dalle cause.

In quest'ultimo caso, per l'analisi delle caratteristiche del sistema e la valutazione delle possibili alternative d'intervento migliorativo, sono estremamente utili gli indicatori di performance (*performance indices* o PI).

Una corretta scelta della funzione obiettivo e un'accurata schematizzazione delle azioni di riabilitazione e dei loro effetti, sono fondamentali per ottenere risultati realistici ed affidabili.

Dovendo spesso operare scelte tempestive in condizioni di carenza di dati immediatamente disponibili, il gestore del servizio non può impiegare risorse economiche e tempo per procurarsi tutte le informazioni che sarebbero necessarie all'applicazione dei modelli più complessi, ma deve effettuare scelte basate su indicatori sintetici definiti in funzione delle cause principali di inefficienza del sistema, quali le perdite idriche (*Farley e Trow, 2003*), l'efficienza idraulica (*Hashimoto, 1982*) e la frequenza di rotture delle condotte (*Cannarozzo et al., 2006 a, b*), e quantificabili sulla base di un ridotto insieme di informazioni.

Tale approccio, oltre ad essere necessario nei casi suddetti, è comunque auspicabile anche nelle realtà in cui i dati sono disponibili ma non prontamente utilizzabili, in quanto porta ad un uso più efficiente delle risorse economiche che saranno maggiormente spese per eseguire interventi di riabilitazione e in minima parte in fase di raccolta, analisi ed elaborazione dei dati.

È a tal fine necessario che i PI utilizzati in fase di decisione siano sufficientemente robusti, conducano cioè a scelte sufficientemente performanti anche in scenari diversi da quello assunto a base delle elaborazioni, in modo da internalizzare la carenza di conoscenza di dati e fenomeni in atto.

Secondo una classificazione dell'IWA (*International Water Association*) l'analisi delle performance può riguardare (*Alegre et al., 2006*):

- L'efficienza dell'infrastruttura (rete idrica, impianti ed opere connesse).
- L'operatività dell'ente gestore (gestione del personale o strategie di gestione).
- La disponibilità della risorsa idrica (vulnerabilità delle fonti, efficacia dell'approvvigionamento, ecc.).
- Il soddisfacimento delle richieste dell'utenza sia in termini di quantità (dipendente dalla pressione di erogazione), che di qualità dell'acqua distribuita (funzione dello stato della rete, in particolare della superficie interna delle condotte, della concentrazione residua dell'agente disinfettante e del tempo impiegato dall'acqua a raggiungere ciascun nodo).

Dal punto di vista del business planning è invece possibile valutare i parametri economici e finanziari che quantificano la validità delle scelte da un punto di vista prettamente monetario, il tempo di ritorno degli investimenti, ecc.

Per l'esplorazione dello spazio delle possibili alternative di riabilitazione, negli ultimi decenni sono stati sperimentati con successo approcci per la individuazione delle configurazioni ottimali (*Murphy and Simpson, 1992; Dandy et al., 1993; Simpson et al., 1994*) che fanno ricorso a tecniche di tipo

meta-euristico, essenzialmente di tipo genetico (GA, *genetic algorithm*), che si sono rivelati molto adatti a trattare vasti problemi di ottimizzazione combinatoria a variabili discrete (combinazioni asset - tipologia d'intervento tecniche di riabilitazione da adottare - diametri - ecc.).

### 2.3. Oggetto della ricerca e metodologia

È oramai diffusa la consapevolezza che una corretta gestione di una azienda di distribuzione sia basata su adeguate campagne di monitoraggio e ricerca; la dettagliata catalogazione degli interventi di manutenzione eseguiti negli anni, una campagna di ricerca perdite efficace ed il monitoraggio dei parametri idraulici nei vari scenari di funzionamento, supportano certamente una corretta definizione degli interventi riabilitativi del sistema.

Molto spesso però la carenza di dati costituisce un fattore assai limitante per le scelte di riabilitazione. All'individuazione della strategia da seguire per porre rimedio alle problematiche legate all'invecchiamento della rete, in questi casi si associano infatti le problematiche legate alla carenza di informazioni necessarie per effettuare le scelte migliori sugli interventi infrastrutturali da eseguire.

In Italia, specie nel mezzogiorno, i gestori spesso non hanno a disposizione un insieme di dati strutturati ed affidabili che consenta l'applicazione dei comuni modelli di supporto alle decisioni, e preferiscono adottare la soluzione passiva che procrastina gli interventi fino a quando questi non siano più ulteriormente differibili.

Nei casi invece in cui i gestori abbiano necessità di impegnare in tempi rapidi finanziamenti esterni per la riabilitazione delle proprie reti, le scelte potrebbero non essere orientate verso gli investimenti ottimali, ma piuttosto verso gli interventi più ovvi (sostituzione delle condotte con i più elevati tassi di rottura o con i maggiori livelli di perdita) ed immediati. Questi interventi tuttavia rischiano di avere un'efficacia alquanto limitata nel tempo e di non migliorare comunque le prestazioni generali del sistema. A tale scopo è invece necessario un approccio più generale, di natura olistica che consideri la rete o il distretto nel suo complesso.

Si presenta dunque la necessità di strumenti che consentano, partendo da realistiche ed ordinarie condizioni di carenza di dati, di ottimizzare gli effetti degli investimenti, individuando i distretti ed i singoli asset che presentano le maggiori criticità, e le tipologie di intervento da attuare.

La ricerca svolta si inserisce nella tematica dello sviluppo di metodologie per la pianificazione degli interventi di riqualificazione dei sistemi acquedottistici, approfondendo in particolare gli aspetti relativi alla valutazione

delle prestazioni ed alla integrazione delle tecniche di ottimizzazione degli interventi stessi con modelli idraulici di simulazione, essenziali per la valutazione delle prestazioni ottenibili dalla rete o dal distretto in termini idraulici, in particolare pressioni, portate erogate e perdite idriche.

Alquanto comune è anche il caso in cui l'infrastruttura di distribuzione debba essere adeguata ad una domanda maggiore dovuta all'evoluzione dei consumi, oppure all'estensione della rete di distribuzione stessa connessa allo sviluppo urbanistico delle aree servite ovvero all'urbanizzazione di nuove aree.

In questo caso, una volta individuata la topologia delle espansioni di rete (strettamente legata a quella della rete viaria), si deve affrontare il problema che vede non solo l'adeguamento di alcune condotte in esercizio ma anche il dimensionamento delle nuove tratte da integrare nella rete esistente (implicando il riesame dell'assetto idraulico complessivo dell'infrastruttura in esame).

La modellazione che è stata messa a punto si pone l'obiettivo di fornire risposte semplici, ma efficienti, partendo da un ridotto quantitativo di dati e senza eccessivi oneri computazionali, inquadrando il fenomeno sotto tre differenti punti di vista: la frequenza di rotture e guasti, le perdite idriche nelle condotte e l'efficienza idraulica della rete.

Lo studio delle frequenze delle rotture e dei guasti deve essere sviluppato a partire dai dati delle riparazioni e degli interventi di manutenzione ordinaria archiviati nei sistemi informativi del gestore. A tal proposito si segnala che spesso tali interventi di manutenzione o riparazione non sono archiviati in maniera metodica, e frequentemente non sono nemmeno georiferiti, ma semplicemente localizzati con indirizzi più o meno precisi.

Nello studio delle perdite idriche nelle condotte occorre fare riferimento alle diverse componenti, e curarne la schematizzazione all'interno della modellazione idraulica, nonché gli effetti delle possibili azioni di riabilitazione sulle stesse.

L'analisi dell'efficienza idraulica è condotta in base ad alcuni parametri di simulazione (essenzialmente carichi ai nodi, portate erogate e perdite idriche), che caratterizzano la rete o il distretto, valutando indici di performance sintetici (di affidabilità, robustezza, resilienza ecc.) capaci di descrivere lo stato di "benessere idraulico" in cui si trova la rete, ovvero che potrebbe essere raggiunto grazie all'esecuzione di specifici lavori su determinati asset, e quindi da fungere da criterio di selezione degli interventi riabilitativi.

Allo scopo di definire un sistema di supporto alle decisioni di asset management che possa fungere da guida nella scelta degli interventi riabilitativi da eseguire, occorre considerare, oltre alla frequente scarsità di informazioni esistente, relativamente allo stato delle reti e degli impianti, le reali condizioni in cui opera il gestore del servizio idrico: risorsa idrica non illimitata e, talune volte, in difetto rispetto alla domanda delle utenze; perdite idriche elevate

(maggiori di un terzo dell'acqua immessa in rete, in molte realtà); domanda idrica eccessiva rispetto ad un utilizzo sostenibile e razionale della risorsa disponibile.

In simili condizioni di scarsità di risorsa ed inefficienza della rete, è utilissimo poter disporre di un sistema di supporto alle scelte del gestore capace di coniugare l'esigenza di intervenire tempestivamente e la carenza di informazioni prontamente disponibili. In molte realtà, infatti, dati ed informazioni sono presenti, ma non prontamente disponibili ed utilizzabili; spesso sono non strutturati e dispersi nelle banche dati e nei sistemi informativi dei vari dipartimenti, divisioni e strutture operative in cui è articolato il gestore.

Il fattore limitante in tali casi è costituito dalle risorse economiche e dal tempo che si ha a disposizione per conoscere approfonditamente il patrimonio infrastrutturale ed acquisire, analizzare e sistematizzare i dati necessari.

Si rende pertanto necessario lo sviluppo di metodologie ad hoc per la pianificazione degli interventi sui sistemi acquedottistici, approfondendo gli aspetti relativi ai criteri di valutazione delle prestazioni ottenibili dalla riqualificazione delle reti, con particolare riferimento all'efficienza idraulica (*Hashimoto*, 1982), allo stato fisico ed alle frequenze di rottura, alle perdite idriche in rete (*Farley e Trow*, 2003) e alle loro componenti e schematizzazione.

Nell'analisi di valutazione degli asset, è poi essenziale l'integrazione di tecniche di ottimizzazione degli interventi e ricerca delle soluzioni ottimali, sottoposte a vincoli di natura economica, con modelli di simulazione idraulica in grado di simulare gli effetti delle possibili alternative.

Nella pianificazione dei sistemi acquedottistici occorre infatti confrontare configurazioni alternative delle reti di distribuzione, alla ricerca della soluzione ottimale. Le necessarie valutazioni tecniche ed economiche richiedono l'applicazione di modelli di simulazione ed ottimizzazione, per valutare le condizioni idrauliche di funzionamento del sistema ed il confronto di soluzioni alternative.

Al fine di ridurre il numero delle numerosissime alternative da prendere effettivamente in considerazione nel processo di valutazione, è necessario utilizzare, congiuntamente ai modelli di simulazione, efficienti tecniche di ottimizzazione.

Gli approcci di ottimizzazione meta-euristici, ed in particolar modo il ricorso agli algoritmi genetici, si sono dimostrati strutturalmente adatti alla soluzione di problemi con variabili operative discrete (come nel caso delle reti idriche). Infatti il problema si pone in genere in termini discreti (le condotte sono elementi discreti e discrete sono anche le variabili decisionali coinvolte, quali i diametri delle condotte stesse) definendo uno spazio di ricerca con un numero molto ampio di alternative, tra le quali è possibile individuare la migliore, analizzandone un numero assai ridotto rispetto alla dimensione dello

spazio di ricerca, proprio grazie all'adozione di tecniche di ottimizzazione meta-euristiche.

Poiché le dimensioni del problema decisionale crescono in termini combinatori, l'impiego di procedure di ottimizzazione efficienti, ai fini della determinazione della configurazione ottima, è assolutamente indispensabile, in quanto consente di evitare il confronto di numero di alternative eccessivamente elevato.

L'ottimizzazione progettuale della rete di distribuzione prevede la formulazione di modelli non lineari di ricerca del minimo di assegnate funzioni di costo, nel rispetto di vincoli prestazionali e di costo, ovvero di ricerca del massimo di funzioni di prestazione sotto vincoli tecnici e economici.

Inoltre, con i metodi tradizionalmente adottati, la ricerca della soluzione è basata su tentativi (approccio *trial and error*) spesso guidati principalmente dall'esperienza del progettista. Tali procedure sono però estremamente limitate dalla vastità dei problemi in studio.

Le metodologie di ottimizzazione di tipo meta-euristico, ed in particolare gli algoritmi genetici, sono invece in grado di esplorare efficacemente l'insieme delle possibili soluzioni alternative al problema. Con questi approcci, ogni elemento della popolazione (insieme delle possibili soluzioni confrontate ad ogni iterazione della procedura di ottimizzazione) rappresenta una possibile scelta alternativa che viene mantenuta o modificata, restando nell'ambito dello spazio di ricerca.

Ogni possibile configurazione d'intervento considerata è valutata assegnando ad essa un costo globale d'intervento ed un livello prestazionale, determinato tramite le grandezze idrauliche valutate con una procedura di simulazione.

Ai fini della formulazione di un uno strumento di supporto alle decisioni, sono state individuate diverse fasi di elaborazione, ciascuna delle quali è finalizzata al raggiungimento di obiettivi e conoscenze specifici.

La definizione delle strategie di riabilitazione ha richiesto una prima fase di analisi delle informazioni disponibili presso i gestori, specie in condizioni di carenza di dati. Si è dunque proceduto ad una fase di impostazione teorica, in cui si sono studiati gli indicatori di performance (*Allegre et al., 2006; Coelho, 1997*) più idonei, in quanto altamente significativi ma valutabili sulla base di un ridotto quantitativo di dati, ed i DSS (*Di Federico et al., 2004, Saegrov, 2005*) più noti, individuandone gli elementi di inapplicabilità per i sistemi idrici di distribuzione, in condizioni ordinarie. Infine, dopo avere individuato uno strumento di ottimizzazione (per l'esplorazione dello spazio dei possibili alternativi schemi di riabilitazione) sufficientemente flessibile e di un modello idraulico di simulazione (per la determinazione delle caratteristiche idrauliche di funzionamento necessarie al calcolo degli indici di prestazione da adottare

nel confronto fra le configurazioni di progetto alternative), si è proceduto al loro interfacciamento all'interno del modello di supporto alle decisioni di asset management, basato su idonei indici di performance, in grado di ottimizzare gli effetti degli investimenti, limitando a un tempo l'impiego di risorse economiche e temporali per acquisire la conoscenza necessaria alla sua applicazione.

## Capitolo 3

# Affidabilità, vulnerabilità, robustezza e resilienza delle reti idriche

### 3.1. Generalità

Per descrivere le prestazioni di una rete idraulica di distribuzione possono essere adottati vari indicatori di letteratura.

Rispetto ad un livello operativo minimo accettabile, in ogni possibile condizione di funzionamento il livello operativo può essere soddisfacente ovvero non soddisfacente, e in tal caso si parla genericamente di *fallanza*.

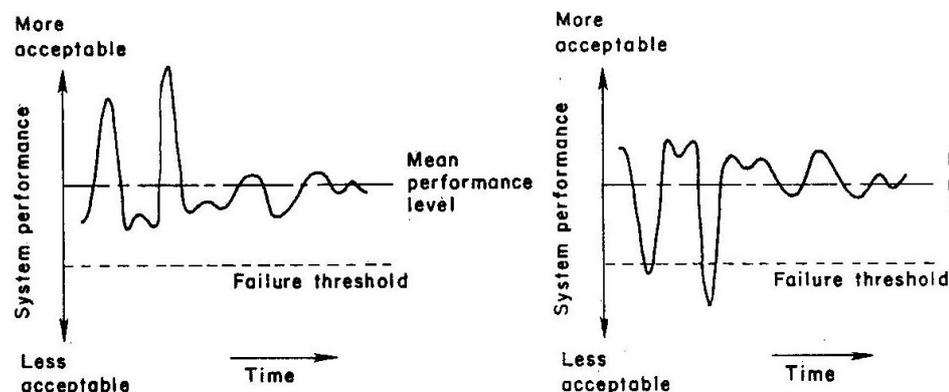
I più semplici ed intuitivi indicatori di performance sono la media e la varianza degli output di interesse dell'infrastruttura: portate erogate, pressioni d'esercizio, concentrazioni di specie chimiche ecc.

Questi statistici non sono tuttavia sufficientemente significativi, in quanto forniscono un'idea molto vaga ed imprecisa della reale entità e della frequenza dei deficit operativi (Figura 3.1), è quindi preferibile adottare degli indici che descrivano chiaramente ed esaustivamente il carattere delle fallanze.

A tal proposito, *resilienza*, *affidabilità*, *vulnerabilità* e *robustezza*, sono degli ottimi indici quantitativi della validità delle scelte prese in fase di progettazione di una nuova opera, di gestione o manutenzione e di riabilitazione di una infrastruttura idraulica esistente, in relazione all'incertezza sulle condizioni operative future.

Una decisione apparentemente cautelativa può in effetti condurre ad una infrastruttura o ad una politica di gestione con prestazioni ragionevolmente buone nella maggior parte dei casi, ma che esprime performance insoddisfacenti o gravemente insufficienti in molti casi (vulnerabilità) e con tempi di ripristino dei livelli ordinari di servizio, una volta che il deficit prestazionale sia intervenuto, inaccettabilmente lunghi (scarsa resilienza).

In generale, la capacità di una infrastruttura idraulica esistente o di progetto di funzionare soddisfacentemente in un grande intervallo di condizioni future è un'importante caratteristica dalla stessa che, come già detto, non può semplicemente essere indicata dagli statistici delle grandezze di interesse.



*Figura 3.1. La figura mostra due sistemi caratterizzati da uguale livello operativo medio e stessa soglia di deficit, il primo dei quali è però, al contrario del secondo, esente da deficit prestazionali (da Hashimoto, 1982).*

Gli indici di performance sopra citati sono invece molto più idonei allo scopo, in quanto descrivono la frequenza con cui il sistema andrà incontro a fallanze (affidabilità), la rapidità con la quale ritornerà a livelli di performance adeguati (resilienza) nonché l'entità del deficit operativo (vulnerabilità), e possono convenientemente essere utilizzati per la valutazione e selezione delle alternative progettuali, di dimensionamento o riabilitazione, e delle politiche di gestione.

Il concetto di resilienza è un concetto alquanto generale, e può pertanto essere applicato in molti campi della ricerca scientifica, a sistemi più o meno complessi, definendo i livelli minimi accettabili delle caratteristiche prestazionali di interesse: nel 1973 Holling lo applicò nello studio delle dinamiche degli ecosistemi (complessi sistemi biologici multispecie) per descriverne la capacità di mantenere inalterata la loro struttura e conservare il proprio stato di salute in condizioni di stress (agenti inquinanti, epidemie, introduzione di specie aliene ecc.), ovvero la capacità di ripristinare l'equilibrio originario, cioè la consistenza originaria delle popolazioni che li costituiscono, dopo l'intervento di cause perturbatrici esterne.

Successivamente vari autori applicarono criteri analoghi ai sistemi di gestione della risorsa idrica (Hashimoto, 1982).

Occorre poi tenere conto del fatto che, nel momento in cui viene deciso un investimento per un'infrastruttura idraulica, non c'è alcuna certezza che il livello operativo effettivo che essa dovrà garantire, coincida con quello presunto ed assunto come obiettivo in fase di progetto.

L'incertezza sul livello di servizio che un'opera dovrà sostenere a distanza di 10, 20 o 50 anni dalla sua pianificazione, progettazione e realizzazione, rende complicata la valutazione e la selezione delle diverse alternative progettuali.

Alcuni progetti o politiche operative possono essere sufficientemente flessibili da permetterne l'adeguamento del sistema di distribuzione ad una ampia gamma di possibili condizioni future di domanda (ad esempio), senza richiedere ulteriori investimenti, o comportando soltanto piccoli costi aggiuntivi. Tali progetti vengono definiti "robusti", questa definizione di robustezza corrisponde al concetto di flessibilità economica.

L'indice di robustezza è una misura della probabilità che il costo complessivo di un progetto – somma del costo originario e del costo di adeguamento – in grado di garantire i livelli prestazionali effettivi, non ecceda di una certa aliquota il costo minimo di un'opera progettata sulla base della reale (incognita) domanda futura.

Alcuni autori hanno utilizzato il termine robustezza per descrivere quelle infrastrutture le cui caratteristiche rimangono essenzialmente inalterate, per adeguarle alle condizioni operative future, rispetto a quelle assunte nel progetto originario.

È opportuno definire la robustezza in termini di sensibilità del costo complessivo dell'opera alle variazioni progressive della domanda piuttosto che in termini di sensibilità dei singoli aspetti del progetto, in quanto una variazione anche significativa di questi per incontrare la domanda non comporta necessariamente significativi investimenti supplementari.

Grazie ai succitati indicatori di performance, i soggetti gestori delle infrastrutture possono analizzare il presunto, prevedibile, comportamento di ciascuna soluzione di progetto, negli scenari di funzionamento futuri, e prendere di conseguenza le decisioni migliori.

## 3.2. Definizione degli indici di affidabilità, resilienza e vulnerabilità secondo Hashimoto

### 3.2.1. Affidabilità

Si indichi il livello operativo dell'infrastruttura al tempo  $t$  con la variabile casuale  $X_t$  ( $t=1,2,3 \dots n$ ); avendo fissato un livello minimo accettabile, i possibili valori di  $X_t$  possono suddividersi in due insiemi:

- l'insieme degli output soddisfacenti,  $S$ ;
- l'insieme di quelli insoddisfacenti (stati di fallanza),  $F$ .

L'indice di affidabilità del sistema si può identificare con la frequenza con la quale  $X_t$  ricade in  $S$  ovvero con la probabilità  $\alpha$  che il livello operativo sia soddisfacente:

$$\alpha = \text{Prob}[X_t \in S] \quad (3.1)$$

Una definizione alternativa dell'affidabilità è la probabilità che non ci siano episodi di performance insufficienti, in un fissato periodo di tempo.

L'affidabilità può essere considerata come un concetto opposto al rischio, ovvero alla probabilità di occorrenza dei deficit, che è pari ad  $(1 - \alpha)$ . Entrambi i concetti però prescindono dalla possibile entità dei deficit prestazionali stessi.

### 3.2.2. Resilienza

L'indice di resilienza indica la rapidità con cui il sistema raggiunge nuovamente un livello operativo soddisfacente, dopo essere incorso in uno stato di fallanza, per una qualunque causa perturbatrice: è ovviamente auspicabile che tale rapidità di ripristino sia la più alta possibile.

Indicando con  $T_F$  la durata dell'intervallo di tempo in cui il livello operativo del sistema permane in uno stato di deficit, la resilienza è valutabile come l'inverso del probabile valore di  $T_F$ .

Introdotta la variabile binaria ausiliaria  $Z_t$  tale che:

$$Z_t = 1 \text{ se } X_t \in S$$

$$Z_t = 0 \text{ se } X_t \in F$$

si ha che  $(1/n)\sum Z_t$  corrisponde alla frazione di tempo, fra  $t=1$  e  $t=n$  (limite della finestra temporale di osservazione), in cui le performance del sistema sono soddisfacenti, per cui nel lungo periodo si ottiene:

$$\alpha = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n Z_t \quad (3.2)$$

Si indichi adesso con  $W_t$  il passaggio da uno stato soddisfacente del livello operativo ad uno di deficit, da S ad F:

$$W_t = 1 \text{ se } X_t \in S \text{ e } X_{t+1} \in F$$

$$W_t = 0 \text{ negli altri casi}$$

Nel lungo termine, il valore medio di  $W_t$  eguaglia la probabilità  $\rho$  che le prestazioni dell'infrastruttura, soddisfacenti al tempo generico  $t$ , divengano insoddisfacenti al tempo  $t+1$ :

$$\rho = \text{Prob}[X_t \in S, X_{t+1} \in F] = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n W_t \quad (3.3)$$

Il tempo medio di permanenza nello stato di fallanza, una qualvolta il livello operativo sia ricaduto nell'insieme F, da  $t=1$  ad  $t=n$ , è dato dal rapporto fra il tempo totalmente trascorso in F ed il numero di volte in cui l'output passa dall'insieme S all'insieme F:

$$\bar{T}_F = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n (1 - Z_t) \left( \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n W_t \right)^{-1} \quad (3.4)$$

Per  $n$  tendente ad infinito,  $\bar{T}_F$  tende al suo valore medio,  $(1-\alpha)/\rho$ .

L'inverso del valore medio di  $\bar{T}_F$  è la velocità media di ripristino del livello prestazionale soddisfacente, ovvero l'indice di resilienza:

$$\gamma = \frac{\rho}{1 - \alpha} = \frac{\text{Prob}[X_t \in S, X_{t+1} \in F]}{\text{Prob}[X_t \in F]} \quad (3.5)$$

### 3.2.3. Vulnerabilità

L'indice di vulnerabilità è una misura della probabile entità dei deficit prestazionali di un'infrastruttura.

Raramente i sistemi di distribuzione possono essere resi tanto ridondanti che i deficit siano quasi impossibili, ma anche quando ciò è tecnicamente fattibile non è comunque economicamente conveniente e può essere addirittura controproducente se, nella convinzione che il sistema sia immune da deficit operativi, si trascurano le conseguenze delle pur sempre possibili fallanze.

È quindi sempre opportuno cercare di limitare al massimo le conseguenze delle fallanze, piuttosto che perseguire l'irraggiungibile obiettivo della eliminazione totale dei deficit, accade non di rado infatti che gli sforzi di massimizzazione dell'affidabilità di un'infrastruttura ne aumentino la vulnerabilità.

Poniamo adesso che la variabile di performance del sistema assuma i valori  $x_1, x_2 \dots x_n$ , ed assegniamo ad ogni stato di deficit,  $x_j \in F$ , un indice numerico della sua gravità  $s_j$ ; indicando con  $e_j$  la probabilità che  $x_j$ , corrispondente ad  $s_j$ , sia la peggiore performance del sistema in un periodo di permanenza del livello operativo nell'insieme  $F$ , allora una ragionevole misura della vulnerabilità del sistema può essere la massima "gravità" prevedibile di un periodo di inefficienza:

$$v = \sum_{j \in F} s_j \cdot e_j \quad (3.6)$$

### 3.2.4. Robustezza

Siano  $D$  una generica configurazione di progetto,  $q$  una domanda di servizio futura, e  $C(q,D)$  la funzione di costo complessivo del progetto, come sopra definito, comprensivo inoltre dei costi di ammortamento e di manutenzione.

Per ogni condizione futura di domanda  $q$ , è individuabile il costo minimo  $L(q)$  di una soluzione progettuale in grado di soddisfare tale domanda,  $L(q) = \min C(q,D_i)$ .

Per ogni condizione di domanda  $q$ , il costo-opportunità di un generico progetto  $D$  è dato dalla differenza fra il costo totale  $C(q,D)$  come sopra definito (e dunque incognito a priori, in quanto comprensivo dei costi di adeguamento del sistema alla reale domanda futura) ed il costo minimo  $L(q)$ .

Occorre individuare i valori di  $q$  per i quali la soluzione progettuale  $D$  risulta sufficientemente robusta, ovvero robusto ad un livello  $\beta$  fissato in precedenza:

$$C(q, D) \leq (1 + \beta)L(q) \quad (3.7.a, 3.7.b)$$

$$\frac{C(q, D) - L(q)}{L(q)} = R(q, D) \leq \beta$$

essendo  $R(q,D)$  il rapporto o indice del costo-opportunità della configurazione di progetto  $D$ , e può spesso essere più significativo del semplice costo opportunità  $C(q,D) - L(q)$ .

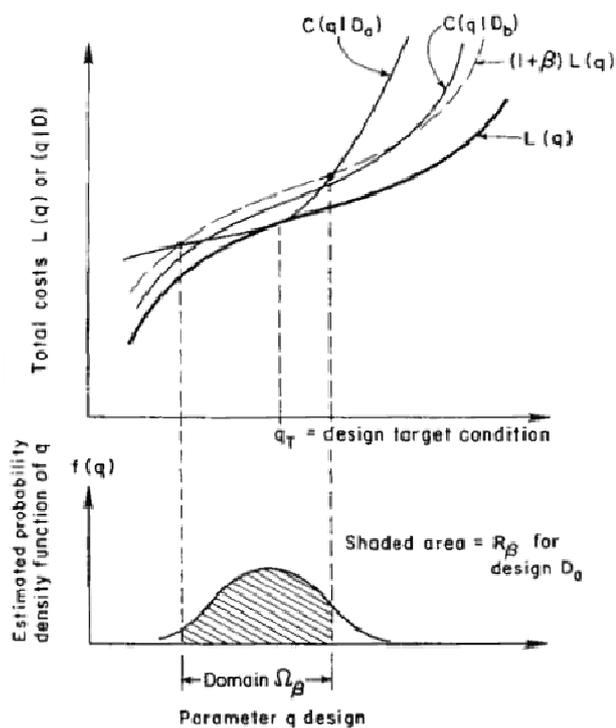
Ad ogni modo sia  $C(q,D)-L(q)$  che  $R(q,D)$  forniscono poche indicazioni sulla probabilità che la configurazione di progetto  $D$  sia prossima alla soluzione di minimo costo. È dunque opportuno definire la robustezza di una configurazione di progetto per dato  $\beta$ ,  $R_\beta$ , come la probabilità che la relazione 3.7.a venga soddisfatta, ovvero:

$$R_\beta = \text{Prob}[C(q, D) \leq (1 + \beta)L(q)] \quad (3.8)$$

Nella scelta fra due o più alternative progettuali, relative ad un stesso livello di servizio previsto  $q_T$  (Figura 3.2), si opterà per quella che è robusta, ad un fissato livello  $\beta$ , per un insieme di condizioni future più ampio delle altre configurazioni.

Il valore della robustezza, ad un livello  $\beta$ , coincide in definitiva con la probabilità che la domanda futura reale ricada nell'intervallo dei possibili valori futuri di domanda per i quali risulta  $C(q, D) \leq (1+\beta) \cdot L(q)$ .

La misura di robustezza definita dalla (3.8) si basa sulla scelta di un valore di  $\beta$ , che può essere fatta in funzione dell'errore da cui è affetta la stima del livello operativo che l'infrastruttura dovrà garantire, ovvero in base al costo opportunità accettato dall'ente finanziatore dell'opera.



**Figura. 3.2.** Per dato  $\beta$  la robustezza  $R_\beta$  di un progetto  $D_a$  è la probabilità, data dall'area tratteggiata nel grafico inferiore, che il costo del progetto  $C(q|D_a)$  non sia superiore a  $(1+\beta)L(q)$  (da Hashimoto, 1982).

## Capitolo 4

# Alcuni aspetti della valutazione delle perdite idriche

### 4.1. Generalità

La grande rilevanza, da sempre assunta, dal controllo delle perdite idriche nella gestione delle reti di distribuzione, è negli ultimi anni drasticamente aumentata per via dei cambiamenti climatici in atto e dell'aumento dei consumi legati agli utilizzi domestici, agricoli ed industriali, che impongono una più attenta e scrupolosa pianificazione degli interventi di manutenzione delle reti.

La sempre crescente domanda di acqua ad uso potabile, unitamente alla sempre minore disponibilità di fonti di approvvigionamento adeguate, comporta dunque una maggiore attenzione all'efficienza delle reti e l'attuazione di strategie di gestione che garantiscano la riduzione ed il controllo dei livelli di perdita.

L'ideale obiettivo della gestione delle perdite in rete sarebbe la loro completa eliminazione, in quanto queste causano un inutile spreco di risorsa idrica e l'aumento dei costi di trattamento e di distribuzione, ovvero il sovradimensionamento dei serbatoi, degli impianti di potabilizzazione e dei diametri delle tubazioni.

Ovviamente la totale eliminazione è impossibile, e sarebbe d'altronde economicamente non conveniente, va dunque individuato un livello di perdite economicamente sostenibile, indicato in letteratura come livello economico delle perdite (*economic level of leakage*, ELL).

Gli interventi di riduzione delle perdite presentano rendimenti marginali decrescenti, ovvero all'aumentare degli investimenti in termini di risorse

umane, economiche e di tempo, per ridurre il livello di perdita della rete, i ritorni economici sono progressivamente più ridotti, fino ad annullarsi del tutto, rendendo economicamente non convenienti ulteriori investimenti.

In altri termini, si raggiunge una condizione per cui il costo da sostenere per ridurre le perdite di un'ulteriore unità di volume sono pari al costo marginale di produzione dell'unità di volume stessa. Il livello delle perdite a cui si verifica tale circostanza è per l'appunto detto livello economico delle perdite.

Un'efficiente strategia di gestione delle perdite idriche deve essere basata sulla raccolta di un numero di dati sufficiente ad individuare la relazione costi-volumi, per ciascun distretto della rete di distribuzione.

Infatti il livello economico delle perdite non è un unico valore, definibile a priori, ma è invece caratteristico del distretto di rete in studio, dipendendo dal valore dell'acqua nel distretto, dal costo della manodopera, dalle caratteristiche locali della rete, ecc.

La valutazione del livello economico delle perdite costituisce il punto di partenza per lo sviluppo di un'efficace strategia di riduzione e contenimento, e richiede l'attuazione di metodologie di monitoraggio e controllo delle stesse.

Prioritariamente all'adozione di qualsivoglia tipo di intervento, occorre identificare gli specifici problemi presenti e le relative cause determinanti, onde poter cercare una strategia di soluzione ad hoc.

Una volta quantificate, le perdite devono essere analizzate e scomposte nelle loro componenti "reali" ed "apparenti", descritte nel seguito.

A tale scopo uno strumento molto importante, in grado di quantificare le perdite e determinare le loro componenti, è costituito dal bilancio idrico.

L'attività di quantificazione, analisi, e ricerca delle perdite è dunque essenziale nello sviluppo di interventi di gestione e riduzione delle perdite stesse e, più in generale, di miglioramento dei livelli di servizio e delle performance del sistema di distribuzione.

### 4.2. Definizione delle perdite idriche

In tutte le reti idriche di distribuzione, per quanto attenta ed accurata possa essere la loro manutenzione, sono presenti delle perdite di entità più o meno rilevante, in base alle caratteristiche e alle condizioni fisiche della rete, alla politica gestionale attuata dell'ente, all'impegno profuso nelle attività di controllo, ricerca, individuazione e riparazione delle perdite occulte.

Il volume delle perdite è estremamente variabile in base al contesto socio-economico in cui si opera, e similmente lo è il peso relativo delle sue componenti; è dunque della massima importanza definire il valore effettivo di ogni componente, in modo da potere decidere la priorità degli interventi di

riduzione da attuare. È a tal riguardo molto utile fare riferimento al lavoro svolto dalla *Water Losses Task Force* dell'*International Water Association* (IWA), che ha elaborato una pratica metodologia di gestione delle perdite idriche, che è già stata ufficialmente adottata in molti paesi.

Le perdite sono, in generale, date dalla differenza tra i volumi idrici immessi in rete ed i volumi erogati alle utenze.

L'esatta definizione del concetto di perdita idrica non è spesso tuttavia univoca e condivisa; ciò è dovuto a differenti possibili interpretazioni delle diverse componenti di perdita e quindi del bilancio idrico.

L'IWA definisce le perdite idriche come la somma di due contributi:

PERDITE IDRICHE = PERDITE "REALI" + PERDITE "APPARENTI"

Le perdite reali, o perdite fisiche, sono quelle dovute all'effettiva fuoriuscita d'acqua da fori, fratture e lesioni negli impianti di trasporto primario e secondario (nelle tubazioni, nei serbatoi di linea, di testata e di estremità), agli sfiori nei serbatoi, alle perdite di processo negli impianti di trattamento, alla imperfetta tenuta dei giunti e delle apparecchiature

Le perdite reali possono poi essere distinte in perdite dovute a rotture delle tubazioni (caratterizzate da portate più o meno elevate, che possono anche raggiungere il piano di campagna ed essere pertanto facilmente individuabili) e perdite dette di sottofondo (di minore entità, spesso tanto piccole da non poter essere nemmeno individuate durante le campagne di ricerca).

Nei contesti tecnologicamente più evoluti, le perdite reali costituiscono certamente la componente di perdita più rilevante.

Il livello delle perdite può essere più o meno elevato, ed esse possono dunque rimanere occulte - a meno che non si tratti di perdite causate da rotture di grande entità, con portate molto rilevanti, che raggiungono in breve tempo il piano stradale (dette appunto perdite emergenti), manifestandosi palesemente - per lunghi periodi di tempo, in ragione della loro entità, della frequenza e dell'efficienza delle campagne di ricerca effettuate dal gestore della rete.

I fattori che determinano ed influenzano l'entità delle perdite reali sono:

- La pressione nelle condotte (che influenza tanto la portata delle singole perdite, quanto la frequenza di rottura delle condotte e dunque la velocità di formazione di nuove perdite).
- La frequenza di formazione (dipendente dalla pressione in rete, dai carichi esterni, e soprattutto dalle condizioni fisiche delle condotte).
- La frazione delle perdite che vengono individuate e riparate durante le campagne di ricerca.

- Le caratteristiche della rete, ed in particolare l'estensione ed il numero di collegamenti di servizio (gli allacci d'utenza costituiscono infatti un punto debole ove spesso si localizzano le perdite reali).
- Il tempo in cui le perdite rimangono in media attive (tempo intercorrente fra la formazione di una nuova perdita e la sua riparazione), dato a sua volta da tre componenti:
  - tempo di conoscenza: tempo che intercorre tra la formazione della perdita e la consapevolezza della sua presenza;
  - tempo impiegato per la localizzazione della perdita;
  - tempo necessario per la riparazione.

La frequenza con cui si formano le nuove perdite dipende dalle condizioni fisiche complessive dell'infrastruttura e dalle eventuali politiche di gestione della pressione attuate.

In ragione della portata delle singole perdite, della natura del terreno e di fattori locali, la percentuale di perdite occulte, cioè di perdite non visibili in superficie, potrà essere più o meno rilevante. Queste perdite vanno tuttavia ricercate, localizzate e riparate con dovuto impegno e costanza, in quanto il loro volume complessivo, poiché possono rimanere attive per lunghi periodi di tempo, può essere ben maggiore di quello delle perdite emergenti.

Le "perdite apparenti", o amministrative, non sono invece delle perdite fisiche di volumi d'acqua, quanto piuttosto dei volumi idrici non fatturati, essenzialmente dovuti a:

- consumi non autorizzati: volumi prelevati illegalmente tramite connessioni abusive alla rete);
- errori di misura dei contatori.

Altri consumi autorizzati ma non fatturati, come evidenziato meglio nel seguito, non sono invece classificabili come perdite:

- volumi non misurati prelevati per scopi pubblici: idranti e bocche antincendio, lavaggio di strade e piazze, innaffiamento di parchi e giardini, fontane, ecc.;
- volumi di servizio utilizzati per operazioni di manutenzione della rete: pulizia della condotte (*flushing* e *pigging*, essenzialmente), pulizia dei serbatoi, ecc.;

Si possono ottenere rilevanti riduzioni delle perdite adottando a livello nazionale un efficiente controllo dell'operato degli gestori delle reti, come avviene ad esempio in Inghilterra, tramite l'OFWAT (*Office of Water Services*), che ha introdotto una rigorosa procedura di registrazione per cui ogni compagnia è tenuta ad esibire il bilancio idrico annuale dei volumi immessi in rete, consumati e persi in ogni settore, ed a raggiungere contestualmente prefissati obiettivi in termini di livelli di servizio, a pena di sanzioni economiche molto severe.

Come detto in precedenza, con il bilancio idrico è possibile quantificare le perdite, e le loro componenti, in base alla stima ed alla misura dell'acqua prodotta, importata, esportata, consumata dalle utenze e persa.

Quest'ultima componente è certamente la più difficile da determinare.

#### 4.2.1. Il bilancio idrico

Tra le varie metodologie che possono essere adottate per la quantificazione delle perdite reali, il bilancio idrico è uno dei metodi in assoluto più ampiamente impiegati. L'elemento più importante nella stesura del bilancio è il volume idrico complessivamente immesso in rete e la precisione ad esso associato. Notevole importanza è inoltre rivestita dalla misura dei consumi dell'utenza, non solo ai fini economici, ma anche per la corretta definizione delle altre componenti del bilancio idrico.

La necessità di disporre di una terminologia e di metodi di calcolo relativi alle voci di bilancio idrico ed alla definizione delle perdite, universalmente condivisi, ha spinto la *Water Losses Task Force* dell'IWA a ricercare uno schema internazionale standard per il calcolo del bilancio idrico, riportato in Tabella 4.1 (Alegre et. al, 2000).

**Tabella 4.1.** Componenti del bilancio idrico (IWA, 2000).

	<b>Authorised Consumption</b>	<b>Billed Authorised Consumption</b> m <sup>3</sup> /year	<b>Billed Metered Consumption</b> (including water exportated)	<b>Revenue Water</b>
			<b>Billed Unmetered Consumption</b>	
System Input Volume	m <sup>3</sup> /year	<b>Unbilled Authorised Consumption</b> m <sup>3</sup> /year	<b>Unbilled Metered Consumption</b>	<b>Non-Revenue Water</b>
			<b>Unbilled Unmetered Consumption</b>	
m <sup>3</sup> /year	<b>Water Losses</b>	<b>Apparent Losses</b> m <sup>3</sup> /year	<b>Unauthorised Consumption</b>	
			<b>Metering Inaccuracies</b>	
		<b>Real Losses</b> m <sup>3</sup> /year	<b>Leakage on Transmission and/or Distribution Mains</b>	
<b>Leakage on Service Connections up to point of Customer metering</b>	m <sup>3</sup> /year			

Le definizioni delle componenti del bilancio idrico, secondo lo schema della Tabella 4.1, sono le seguenti:

- *System Input Volume*: Volume annuo immesso in rete.
- *Authorised Consumption* (consumo autorizzato): Volume annuo complessivamente prelevato dagli utenti a ciò autorizzati (indipendentemente dal fatto che sia o meno fatturato o misurato), comprensivo dei volumi esportati verso altri sistemi idrici. Include chiaramente anche le perdite negli impianti interni, che si verificano a valle del punto di consegna (e che non costituiscono perdita idrica per il gestore).
- *Non-Revenue Water* (acqua non fatturata): Differenza tra *System Input Volume* e *Billed Authorised Consumption* (consumo autorizzato fatturato, a sua volta coincidente col volume fatturato, *Revenue Water*). Il *Non-Revenue Water* è costituito dall'*Unbilled Authorised Consumption* (consumo autorizzato non fatturato) e dalle perdite idriche (*Water Losses*).
- *Water Losses* (perdite idriche): Differenza tra *System Input Volume* e *Authorised Consumption*, è costituito da *Apparent Losses* (perdite apparenti) e *Real Losses* (perdite reali).
- *Apparent Losses*: costituite dall'*Unauthorised Consumption* (consumo non autorizzato) e da tutti i tipi di *Metering Inaccuracies* (errori di misura).
- *Real Losses* (perdite reali): volume complessivamente perso a causa di tutti i tipi di perdita in rete, compresi i serbatoi e le prese fino al punto di consegna (il contatore d'utenza).

Dal momento che tutti i dati misurati o stimati utilizzati per redigere il bilancio idrico sono inevitabilmente soggetti ad errori ed imprecisioni, è fondamentale verificare la precisione e l'affidabilità dei valori calcolati (Alegre, 2000). Sono a tal fine disponibili dei software in grado di determinare automaticamente i volumi d'acqua non fatturata e le perdite reali, con limiti di confidenza del 95%, a partire da dati di input con limiti di confidenza noti. Se è necessario migliorare la precisione di stima dei volumi non fatturati o delle perdite reali, occorre dunque focalizzarsi sui componenti di input caratterizzati da varianza maggiore.

Le componenti del bilancio idrico, calcolate in prima istanza in termini di volume, possono essere convertite in indicatori di performance specifici, onde poter raffrontare la condizione della rete in studio con altre realtà (*benchmarking*) e farsi un'idea dell'efficienza delle politiche di gestione delle perdite.

#### 4.2.2. Esame delle componenti del bilancio idrico

L'**acqua non fatturata** (NRW) si ottiene sottraendo dal volume immesso in rete, l'aliquota fatturata del consumo autorizzato (Revenu Water).

Per ottenere le due componenti della NRW, ovvero perdite idriche e consumo autorizzato non fatturato, occorre anzitutto determinare il consumo autorizzato non fatturato. Ottenute le perdite complessive e stimate quelle apparenti, è dunque possibile ottenere le perdite reali.

Il **consumo autorizzato e non fatturato** è l'aliquota di risorsa destinata al servizio antincendio, alla pulizia di serbatoi, rete fognaria, strade e piazze, ai giardini ed al verde pubblico in generale, alle fontane, ecc. Questi utilizzi, che possono essere o meno misurati, ammontano complessivamente a circa l'uno per cento del volume idrico totale immesso in rete.

Le **perdite apparenti** non costituiscono un volume d'acqua realmente perso, ma vanno imputate alla mancata o errata conturazione di volumi d'acqua effettivamente erogati, e sono quindi date dalla somma dei consumi non-autorizzati (furti d'acqua, connessioni ed usi illegali) e degli errori di misura (difetti di taratura dei contatori e errori di lettura o di trascrizione da parte degli operatori).

Il **consumo non-autorizzato** varia da sistema, a sistema, ed in quelli ben gestiti non supera l'uno per cento del volume immesso in rete.

I consumi non autorizzati si verificano quando vengono by-passati i contatori d'utenza, ovvero quando l'approvvigionamento avviene tramite gli idranti o impianti antincendio degli edifici, quanto questi non sono muniti di contatori. Per individuare le connessioni illegali occorre svolgere indagini dettagliate sui consumi, a partire dalle utenze che, secondo le misurazioni disponibili, presentino un consumo stranamente basso rispetto alla media.

Gli **errori di misura dei contatori** comprendono sia gli errori casuali, legati alle procedure di rilevazione dei consumi, che gli errori sistematici dovuti alla erronea misurazione dei volumi da parte dei contatori delle utenze, che porta ad una sovra o, più spesso, ad una sottostima dei consumi reali.

Gli errori sistematici dipendono sostanzialmente dalla mancata registrazione delle portate inferiori a una data soglia (che cresce nel tempo con l'obsolescenza dello strumento), o alla possibile "staratura" dello strumento che determina una misura errata (talune volte anche in eccesso) dei volumi transitati in tutto il range di portate.

Le perdite dovute all'imprecisione dei contatori d'utenza costituiscono la parte più rilevante delle perdite correlate alla procedura di conturazione.

Nel valutare gli errori di misura è opportuno correggere il volume immesso in rete da tutti gli errori noti, preliminarmente all'esecuzione del bilancio, in

modo da essere sicuri che gli errori di calcolo delle perdite apparenti siano esclusivamente dovuti ad errata registrazione dei contatori delle utenze.

In generale le **perdite apparenti** possono essere trascurabili, ovvero ammontare a circa il dieci per cento circa del volume immesso in rete per i sistemi con erogazione diretta dalla rete in pressione, o essere infine ancora maggiori per i sistemi dotati di serbatoi d'accumulo presso le singole utenze (in questo caso, infatti, aumentano significativamente gli errori di misura dei volumi erogati).

Per la quantificazione delle **perdite reali** il bilancio idrico sarebbe in teoria uno strumento di grande attendibilità, tuttavia si possono in realtà avere errori derivanti da altre componenti del bilancio.

Occorre poi considerare che, trattandosi di un bilancio consuntivo a scala annua, esso non ha alcuna capacità di identificare le perdite già formatesi ma non ancora riportate, ed inoltre non fornisce alcuna indicazione sulle componenti delle perdite reali e su come queste siano influenzate dalla politica gestionale.

Pertanto le perdite reali vengono comunemente calcolate mediante metodi alternativi descritti nel seguito del capitolo.

### 4.2.3. Classificazione delle perdite reali

Le perdite idriche reali possono essere classificate nelle seguenti categorie:

- Perdite da rotture segnalate, *Reported Burst*, rappresentate dalle perdite idriche visibili in seguito all'affioramento (e pertanto dette anche perdite emergenti) in superficie dei volumi d'acqua persi, e dunque segnalate degli utenti. Sono in genere rapidamente individuate, segnalate e riparate. Con una manutenzione più accurata e l'adozione di politiche di gestione specifiche (quali il controllo delle pressioni) possono essere ridotte nel numero e nella frequenza.
- Perdite da rotture non segnalate, *Unreported Burst*, causate da quelle rotture individuabili solamente attraverso attività di ricerca perdite in campo, in quanto le condizioni locali e le portate perse non determinano alcun affioramento in superficie (sono infatti anche definite perdite occulte), né peggioramenti significativi dei livelli di servizio. La durata delle perdite occulte dipende dalla frequenza delle campagne di ricerca perdite (che influenza essenzialmente il tempo di conoscenza). Le caratteristiche di tali rotture, in termini di dimensioni e portata persa, possono anche essere paragonabili a quelle delle rotture segnalate.
- Perdite di sottofondo, *Background Losses*, costituite da exfiltrazioni dai giunti, da fori, fratture e lesioni di piccole dimensioni. A causa

della loro limitata entità non sono facilmente individuabili (e spesso non lo sono affatto) con le comuni tecniche di localizzazione e quindi, costituiscono una parte cospicua della perdita totale. Sono infatti caratterizzate da lunghi periodi di permanenza e vengono eliminate solo quando il componente della rete interessato viene sostituito o riabilitato.

L'analisi delle componenti perdite reali consente di identificare gli elementi della rete in cui si verifica la maggior parte di esse, e di definire come queste possono essere influenzate dalla politica di gestione.

Studi internazionali hanno dimostrato che grossa aliquota di perdite reali è costituita dalle perdite che si verificano lungo le connessioni d'utenza, dalla presa in carico al punto di consegna.

Lo sviluppo di una efficace politica di gestione delle perdite, in grado di assicurare un livello di servizio adeguato, deve avere come obiettivo, oltre alla riduzione del numero e della frequenza di formazione delle perdite, la riduzione del tempo in cui le perdite rimangono attive, tramite una riduzione dei tempi di conoscenza (legato alla frequenza delle campagne di ricerca perdite), localizzazione (dipendente dall'efficienza delle tecniche di ricerca impiegate) e di riparazione.

#### 4.3. Errore di misura dei contatori nell'ambito del bilancio idrico

Come detto in precedenza, il bilancio idrico e le perdite tramite esso calcolate sono sempre affetti da una certa incertezza ed imprecisione, dovuta alle incertezze ed agli errori che caratterizzano le singole voci, derivanti dal fatto che la misura o la stima di tutti i volumi è a sua volta caratterizzata da un certo grado d'errore.

Uno degli errori più comuni, ed a un tempo più insidiosi, che si possono commettere nella redazione del bilancio è costituito dall'errata quantificazione, dovuta ad errori di misura dei contatori d'utenza, dei volumi idrici erogati.

Il volume non fatturato (NRW), a meno dei consumi autorizzati e non fatturati, è costituito dalle perdite idriche reali (RL) e dalle perdite apparenti (AL), ma essendo la loro distinzione difficilmente realizzabile, spesso si stimano le perdite apparenti come aliquota dei consumi misurati, e le perdite reali vengono dunque stimate per differenza dal volume non fatturato (*Liserra et al.*, 2008).

Le perdite apparenti comprendono i volumi prelevati illegalmente ed i volumi non conteggiati per via degli errori di misura. La stima degli errori di registrazione dei contatori non è immediata in quanto l'errore di misura del

volume erogato varia in relazione alla portata istantanea che transita effettivamente nel contatore.

La maggior parte dei contatori delle utenze è costituita da contatori a turbina, in cui l'azione idrodinamica del flusso d'acqua mette in movimento un organo rotante (la turbina), la cui velocità di rotazione è proporzionale alla portata istantanea.

L'inerzia della turbina e le resistenze alla rotazione (che aumentano con l'usura e la vetustà dell'apparecchio) determinano un errore di misura del volume erogato, variabile in funzione della portata.

La relazione tra errore di misura e portata erogata corrispondente è espressa da una curva caratteristica di taratura, propria di ogni contatore ed ottenuta per via sperimentale; i valori di errore sono determinati in corrispondenza di alcune portate caratteristiche secondo quanto previsto dalla normativa (ISO 4064). Sono possibili sia sottostime che sovrastime del volume reale.

L'andamento della curva di taratura dipende dalle caratteristiche del contatore, in base alle quali viene omologato nelle diverse classi di accuratezza (Figura 4.1), e dalla sua usura e vetustà.

L'entità dell'errore di misura potrebbe essere quantificata a priori solo se l'andamento nel tempo della portata fosse noto a priori, circostanza che ovviamente non si verifica mai rigorosamente; è tuttavia possibile analizzare il comportamento del contatore per una serie di dati di consumo, misurati con grande precisione e dettaglio temporale, che rispecchi una probabile condizione media di funzionamento dello strumento.

In uno studio condotto da *Liserra ed altri* nel 2008, sono state generate delle serie sintetiche di consumo nell'arco delle 24 ore, a cui sono stati sottoposti diversi contatori aventi curve d'errore note (2 strumenti nuovi e 10 gruppi di strumenti obsoleti, di circa 10 elementi ciascuno). Sono state adoperate curve di letteratura per i contatori obsoleti, di Classe B, e curve di taratura ottenute in laboratorio, relative a contatori di classe C, per quelli nuovi.

L'errore di registrazione dei contatori obsoleti (notevolmente superiore a quello dei contatori nuovi) è variato tra +8.7% e -20.7%.

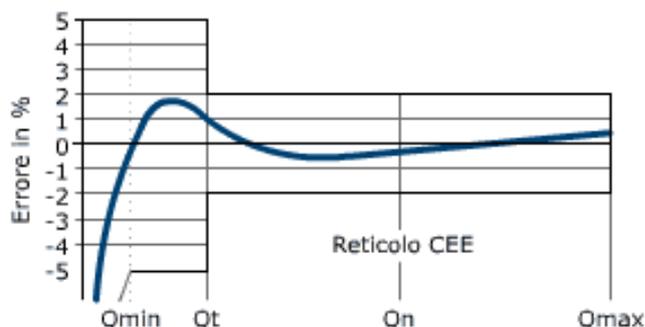
Il valore dell'errore di sottostima calcolato con la curva di taratura media è risultato pari a -5% circa.

Secondo *Hundson* (1978) è, infine, possibile stimare approssimativamente le perdite apparenti dovute a questo tipo di errore nella misura del 5% del volume immesso in rete.

Si osserva che una grande rilevanza è rivestita dalla soglia di attivazione (ovvero la portata al di sotto del quale il volume misurato è nullo) per quanto riguarda le perdite dovute ai trafiletti ed ai gocciolamenti a valle del contatore, che essendo di gran lunga inferiori alla portata di soglia stessa, e

perdurando per tempi molto lunghi, danno luogo a rilevanti volumi d'acqua non conturati.

La portata di attivazione, o portata di avviamento, tende ad aumentare nel tempo, con l'obsolescenza del contatore e l'aumento delle resistenze alla rotazione della turbina, fino a raggiungere valori anche superiori ai 50l/h (Liserra et al., 2008; Arregui et al., 2006) e perfino di 70l/h (Cirincione et al., 2008).



	Errore massimo	Classe B CEE 75/33	Classe C CEE 75/33
$Q_{min}$ [l/h], portata minima	$\pm 5\%$	30	15
$Q_t$ [l/h], portata di transizione	$\pm 2\%$	120	22.5
$Q_n$ [l/h], portata nominale	$\pm 2\%$	1500	1500
$Q_{max}$ [l/h], portata massima	$\pm 2\%$	3000	3000

Figura 4.1. Caratteristiche dei contatori a turbina da 1/2" di Classe B e C.

#### 4.4. Valutazione e ricerca delle perdite idriche

Per l'individuazione delle perdite nelle reti idriche di distribuzione vengono comunemente impiegate varie tecniche di ricerca, essenzialmente ascrivibili alle seguenti categorie:

- tecniche di prelocalizzazione, in grado di definire le aree ed i distretti di rete maggiormente interessati dalle perdite;
- tecniche di localizzazione che, sulla base della prelocalizzazione, consentono di definire l'esatta posizione delle perdite con precisione superiore al metro, tramite ricognizione delle singole condotte.

La corretta quantificazione del volume annuo delle perdite richiede che la misura dei volumi idrici sia la più precisa ed affidabile possibile, in particolar modo per quanto riguarda l'esatto volume immesso in rete.

Dovrebbe essere dunque attribuita la necessaria importanza alla scelta ed alla modalità di installazione di misuratori di portata e contatori, alla precisione ed all'affidabilità dei misuratori alle basse portate, alla definizione dei programmi di manutenzione e sostituzione dei misuratori, e alla gestione dei dati di misura.

Un aspetto, assolutamente non secondario, da considerare nella valutazione delle perdite idriche è che esse vanno poste in relazione alla pressione, in quanto le perdite reali sono da essa dipendenti, e tale dipendenza è differente per ciascuna componente di perdita reale (*Lambert*, 2000) e per i vari elementi costituenti la rete (essenzialmente in funzione del materiale da cui sono costituiti). Fare riferimento alla pressione a cui si verificano le perdite quantificate, consente un confronto più corretto tra le stime delle perdite idriche relative a realtà differenti.

La valutazione della presenza e dell'entità di eventuali perdite reali, in una data area della rete di distribuzione, può essere condotta tramite varie tecniche di prelocalizzazione, che consentono appunto di accertarne la presenza e di stimarle, ma non forniscono tuttavia alcuna indicazione sulla loro esatta posizione:

- Osservazione passiva;
- Bilancio Idrico (ampiamente illustrato in precedenza);
- Rapporto Minimo Notturmo;
- Portata Minima Notturna;
- Portata a Consumo Zero;
- Step Testing.

### 4.4.1. Osservazione Passiva

L'osservazione passiva è il più rudimentale ed intuitivo metodo disponibile per valutare la presenza in rete di perdite idriche reali, ed effettuarne una prima localizzazione. Esso è tuttavia utile esclusivamente per localizzare le perdite emergenti che per la loro entità o durata, determinano un affioramento in superficie dell'acqua, ovvero una diminuzione della pressione nella rete, tale da causare disservizi alle utenze. Queste perdite possono essere segnalate direttamente dall'utenza o riscontrate durante i controlli di routine effettuati dal gestore.

Questo metodo di prelocalizzazione delle perdite è estremamente semplice ed economico ma non consente una tempestiva individuazione delle rotture,

anche se di una certa entità (come detto va bene solo per le perdite affioranti, ovvero allorquando si verificano disservizi alle utenze). Può infatti accadere che una perdita non determini alcun segnale d'allarme per lunghi periodi di tempo, né in termini di depressione del cielo piezometrico, né tantomeno in termini di affioramento in superficie. In casi eccezionali, quando la rete vada localmente in depressione, si può perfino verificare l'ingresso in rete di sostanze inquinanti.

In definitiva questo tipo di approccio, non può affatto costituire l'unica strategia di individuazione delle perdite ma assume unicamente una funzione di supporto alle altre metodologie di valutazione e prelocalizzazione.

#### 4.4.2. Rapporto Minimo Notturmo

L'analisi dei dati relativi al consumo idrico nell'arco delle 24 ore consente di calcolare una quantità, detta rapporto minimo notturno (*minimum night ratio*, MNR), che secondo alcuni costituisce in assoluto il miglior indicatore della presenza di perdite idriche.

L'MNR è dato dal rapporto tra il valore del minimo consumo notturno ed il consumo medio diurno. L'interpretazione di questo rapporto è basata sul fatto che nelle ore notturne il consumo idrico autorizzato è ovviamente più basso e la portata delle perdite si mantiene pressoché costante, ne consegue che un progressivo aumento nel tempo della portata minima notturna è sintomatico della presenza di perdite nella parte del sistema esaminata.

Sulla base dell'esperienza si può affermare che:

- se  $MNR < 35\%$ , il sistema è caratterizzato da perdite alquanto limitate;
- se  $MNR > 50\%$ , la rete è molto probabilmente soggetta a perdite di notevole entità;
- se invece risulta  $35\% < MNR < 50\%$ , l'interpretazione è così immediata e dovrebbe basarsi su un'analisi dei dati storici e delle tipologie di utenze servite.

Questo metodo consente dunque di ottenere essenzialmente una rapida ma attendibile indicazione sulla presenza di perdite, e sulla loro probabile entità (in termini evidentemente qualitativi).

#### 4.4.3. Portata Minima Notturna

Il metodo del MNF, *Minimum Night Flow* (portata minima notturna), si basa sulla misura della portata in ingresso ai settori del sistema di distribuzione (*district metered areas*, DMA, distretti di misura). Tali settori, o distretti, isolati a mezzo di organi di sezionamento, possono essere permanenti (in tal caso la rete è effettivamente distrettualizzata, e si parla di *distrettualizzazione fisica*)

ovvero temporanei (isolati cioè per la sola durata delle operazioni di quantificazione delle perdite). L'isolamento dei distretti può avvenire anche in maniera *virtuale*, allorché, in corrispondenza di tutti i possibili punti di scambio di volumi idrici fra il distretto ed il resto della rete, sono installati opportuni misuratori di portata (si parla in tal caso di *distretti virtuali*). Si osserva che questo secondo tipo di distrettualizzazione non si presta altrettanto bene del primo all'implementazione di politiche di gestione delle pressioni (tramite l'installazione di valvole riduttrici di pressione in punti opportuni della rete), in quanto il grado di interconnessione idraulica dei distretti (virtuali) è troppo elevato.

Esiste evidentemente una discrepanza tra il grado di dettaglio e precisione che caratterizza la conoscenza della portata in ingresso al distretto, in corrispondenza di pochi punti ben monitorati, e del consumo delle utenze, di cui si ha normalmente la sola misura del volume annuo.

L'accuratezza nella misura della portata notturna, in ingresso alla rete di distribuzione o a un suo distretto, per individuare il valore della portata minima (*Minimum Night Flow*, MNF), ha una grande importanza in questo metodo, in quanto in corrispondenza della portata minima registrata si verifica la massima differenza tra perdite e consumi. Di notte infatti si hanno le condizioni ideali di consumo minimo e pressione massima, che esaltano le perdite reali.

Anche se l'esatta "collocazione" nel tempo del MNF varia da distretto a distretto, in ragione delle specifiche condizioni locali, in ambito urbano la portata minima notturna si verifica di norma durante le prime ore del mattino, solitamente tra le 02:00 e le 04:00.

Durante il periodo di monitoraggio della portata in ingresso al distretto, il consumo (autorizzato e non autorizzato, eventualmente presente) è minimo e quindi la percentuale di portata imputabile alle perdite reali è massima.

L'aliquota del flusso minimo notturno dovuta alle perdite reali viene ottenuta sottraendo ad esso il consumo minimo notturno ammissibile, stimato sulla base del numero di utenze del distretto.

Tale differenza costituisce una stima delle perdite reali durante le ore di minimo consumo notturno, per convertirla nel volume giornaliero stimato delle perdite reali, occorre tenere conto delle variazioni giornaliere della pressione d'esercizio.

Applicando questo metodo di valutazione a tutta la rete è possibile stabilire la priorità di intervento tra i distretti di rete, in base ai valori delle perdite reali ivi rilevati. L'estensione dei distretti deve essere tale da poter stabilire se un aumento della portata notturna sia dovuto alla formazione di nuove perdite ovvero all'evoluzione dei consumi notturni delle utenze (a tal proposito una dimensione orientativa è di circa 3000 utenze).

#### 4.4.4. Portata a Consumo Minimo

Il metodo della misura della portata a consumo minimo è una tecnica di breve durata che si basa sulla misura della portata che alimenta una porzione limitata della rete.

Questo metodo può essere applicato esclusivamente a parti della rete che possono essere isolate senza una sostanziale interruzione del servizio idrico, in quanto caratterizzate da pochissimi allacci d'utenze. Ciò consente la prelocalizzazione e la quantificazione delle perdite lungo un tratto di tubo lungo qualche centinaio di metri (le portate misurate sono infatti quasi esclusivamente imputabili alle perdite, dal momento che i consumi sono in buona sostanza trascurabili).

L'applicazione di questo metodo comporta un massiccio utilizzo dei dispositivi e delle apparecchiature di rete, per cui è necessaria una conoscenza dettagliata della planimetria della rete con indicazione della posizione degli allacci d'utenze e dei vari dispositivi (saracinesche e idranti).

È infatti indispensabile la presenza di saracinesche per l'isolamento di ogni tratto di tubazione da esaminare e di un idrante per l'alimentazione della porzione di rete isolata.

Operativamente si isola un distretto agendo sulle saracinesche, si alimenta dunque il distretto tramite una manichetta, prelevando l'acqua da un'autobotte e si ripristina la pressione di esercizio precedente all'isolamento, mediante l'ausilio di una pompa.

Nel caso in cui si rilevi la presenza di una perdita, si riduce progressivamente l'estensione della porzione di rete isolata, tramite le saracinesche presenti, fino ad individuare il tratto di tubazione interessato dalla perdita. Prelocalizzata la perdita si procede quindi alla localizzazione puntuale, mediante strumentazione e tecniche apposite.

#### 4.4.5. Step Testing

Lo *step testing* è una procedura di analisi dei consumi, eseguita nelle ore notturne per minimizzare i disservizi alle utenze ed aumentare la precisione dei risultati ottenuti, che prevede la chiusura in fasi successivi di singoli sub-distretti e la contemporanea misura delle portate che li alimentano.

Stimato il consumo notturno, in base ai dati sui consumi acquisiti in precedenza, si possono calcolare per differenza le perdite idriche in ciascun sub-distretto.

Questa metodologia può essere evidentemente adottata in reti di distribuzione caratterizzate da un buono stato di manutenzione delle saracinesche.

Lo step testing è un metodo alquanto dispendioso ma molto efficace ed in assenza di una rete di telemisura può rivelarsi l'unica alternativa percorribile per la quantificazione e la prelocalizzazione delle perdite, in particolare nella aree metropolitane molto trafficate.

#### 4.5. Indicatori di performance relativi alle perdite idriche dell'IWA

Vengono di seguito descritti gli indicatori di performance relativi alle perdite idriche formulati dall'IWA e da altri organismi, allo scopo di omogeneizzare i diversi indici adottati livello internazionale.

La *Water Losses Task Force* dell'IWA ha confermato le conclusioni tratte in precedenza da Alegre, secondo cui il volume delle perdite reali, espresso come percentuale del volume totale immesso in rete, può essere un buon indice dal punto di vista economico, ma fornisce soltanto un'indicazione parziale, per quanto riguarda l'efficienza della rete di distribuzione, in quanto trascura l'influenza dei fattori locali, e non può pertanto essere dunque utilizzato nel confronto tra realtà differenti.

Esprimere le perdite reali in termini percentuali sul volume immesso in rete, comporta inoltre un errore sistematico nella valutazione delle performance dei sistemi di distribuzione se viene utilizzato nel confronto tra sistemi di distribuzione soggetti a turnazione (*Lambert, 2000*).

Gli indici di performance relativi alle perdite idriche proposti dall'IWA sono:

- Il *Technical Indicator for Real Losses* (TIRL);
- L'*Unavoidable Average Real Losses* (UARL);
- L'*Infrastructure Leakage Index* (ILI).

##### 4.5.1. Technical Indicator for Real Losses (TIRL)

È definito come il volume medio di perdite reali giornaliere per connessione, ed è dato dal rapporto tra il volume annuo delle perdite idriche reali ed il prodotto del numero di prese per il numero di giorni in cui la rete di distribuzione è in pressione:

$$TIRL = \frac{\text{Annual Volume of Real Losses}}{N_C \cdot N_P} \quad [\text{litri/connessione/giorno}] \quad (4.1)$$

Dove  $N_C$  è il numero di connessioni e  $N_P$  è il numero di giorni dell'anno in cui la rete di distribuzione è in pressione.

#### 4.5.2. Unavoidable Annual Real Losses (UARL)

L'*Unavoidable Annual Real Losses*, AUARL, è il volume annuo delle perdite idriche reali non evitabili per una data rete di distribuzione e rappresenta il livello minimo limite di perdita che è tecnicamente raggiungibile, per quanto grande possa essere l'impegno del gestore nella riduzione delle perdite (non è ovviamente detto che tale livello di perdite sia economicamente sostenibile e giustificabile).

L'UARL può essere calcolato per un dato sistema idrico adottando la formula definita dalla prima Water Losses Task Force (1996-99) dell'IWA, che prende in considerazione lo sviluppo della rete, il numero di prese, la posizione dei contatori rispetto al limite di proprietà e la pressione media d'esercizio (*Lambert et al.*, 1999). Tale formula può essere adottata per reti con più di 5.000 prese, pressione superiore a 25 metri di colonna d'acqua e più di 20 prese per km di condotte:

$$UARL = (A \cdot L_m + B \cdot N_C + C \cdot L_p) \cdot p \quad [\text{litri/connessione/giorno}] \quad (4.2)$$

in cui  $L_m$  è la lunghezza delle condotte della rete di distribuzione ed  $L_p$  è la lunghezza della prese tra il confine di proprietà/limite stradale e il contatore d'utenza.

I valori delle perdite unitarie,  $A=18$ ,  $B=0,8$ ,  $C=25$  (Tabella 4.2), derivano da un'analisi statistica dei dati di 27 reti di distribuzione in 20 diversi paesi.

**Tabella 4.2.** Componenti dell'UARL (UK House of Commons report, 2006)

Infrastructure Component	Background Losses	Reported Bursts	Unreported Bursts	UARL Total	Units
Mains	9.6	5.8	2.6	18	Litres/km mains/ Day/metre of pressure
Service Connections, meters at edge of street	0.60	0.04	0.16	0.80	Litres/Connection/ day/metre of pressure
Underground pipes between edge of street and customer meters	16.0	1.9	7.1	25	Litres/km u.g. pipe/ Day/metre of pressure

Come già accennato, non è sempre economicamente conveniente raggiungere il valore di UARL, a meno che la risorsa idrica non sia molto scarsa

e/o molto costosa, ma in ogni caso la decisione sul livello di perdite da raggiungere deriva da una attenta analisi economica, che porti a definire il livello economico delle perdite.

### 4.5.3. Infrastructure Leakage Index (ILI)

L'*Infrastructure Leakage Index* (indice di perdita dell'infrastruttura), ILI, è un parametro che caratterizza l'efficienza della gestione delle perdite idriche nelle reti di distribuzione, in relazione al regime di pressione ed alla continuità della distribuzione.

L'ILI è un coefficiente adimensionale dato dal rapporto tra le perdite reali annuali effettive TIRL e le perdite reali annuali inevitabili UARL:

$$ILI = \frac{TIRL}{UARL} \quad (4.3)$$

Possono considerarsi efficienti, dal punto di vista delle perdite idriche, sistemi di distribuzione con  $1 < ILI < 2$ .

Valori dell'ILI superiori a 3 indicano invece che nella rete in esame le perdite reali sono superiori al triplo delle perdite che sarebbero fisiologiche per un rete con la stessa estensione, lo stesso numero di prese, identica posizione dei contatori e medesimo regime di pressione.

Un valore di ILI pari a 1 rappresenta invece il massimo livello di efficienza nella gestione delle perdite, e trova giustificazione solo quando si è in condizioni di grande scarsità della risorsa idrica, ovvero quando il costo della risorsa è molto elevato.

# Cenni agli algoritmi genetici

### 5.1. Generalità

Gli algoritmi genetici (*genetic algorithm*), GA, sono adoperati per risolvere in maniera efficiente problemi di ottimizzazione, in una vasta gamma di discipline e campi della ricerca tecnica e scientifica. Furono introdotti all'Università del Michigan da Holland, tra la fine degli anni '60 e l'inizio degli anni '70.

La denominazione di questa famiglia di procedure di ricerca meta-euristica, è dovuta al fatto che esse si ispirano ai meccanismi che caratterizzano i processi di selezione naturale, alla base dell'evoluzione degli esseri viventi (*Holland*, 1975, *Goldberg*, 1989). Gli AG simulano infatti l'evoluzione di una popolazione di individui, che rappresentano le possibili soluzioni di uno specifico problema, favorendo la sopravvivenza e la riproduzione degli individui migliori.

Si osserva che, nel caso di problemi di ottimizzazione multi-obiettivo (con obiettivi evidentemente competitivi), l'algoritmo non individua una soluzione univoca, bensì un insieme di soluzioni, noto in letteratura col nome di fronte limite di Pareto, che esprime il *trade-off* fra gli obiettivi del problema di ottimizzazione.

Inoltre, trattandosi di algoritmi di ricerca di natura euristica, non è possibile escludere del tutto l'evenienza che "rimangano intrappolati" in un massimo locale, pertanto le soluzioni individuate costituiscono delle soluzioni sub-ottimali.

Il vantaggio degli algoritmi genetici, rispetto ad altre tecniche di ottimizzazione, consiste nella loro capacità di esplorare in maniera efficiente lo spazio delle possibili soluzioni, pervenendo ad una soluzione molto vicina a quella migliore in assoluto, in tempi ragionevolmente brevi compatibilmente con le potenze di calcolo comunemente disponibili.

La versatilità e l'efficienza dei GA ha determinato la loro popolarità anche nel campo della ricerca sui sistemi di distribuzione della risorsa idrica, essi si sono dimostrati infatti in grado di trattare una vasta gamma di problemi relativi alle reti, quali: progettazione e dimensionamento ottimale (*Murphy & Simpson, 1992; Dandy et al., 1993; Simpson et al., 1994*), calibrazione delle scabrezze (*Kapelan et al., 2003*), pianificazione degli interventi di riabilitazione (*Dandy & Engelhardt, 2001; Savic, 2005; Alvisi & Franchini, 2006; Alvisi & Franchini, 2009; Jayaram & Srinivasan, 2008*), regolazione delle pressioni e localizzazione di valvole di controllo (*Di Nardo et al., 2007; Pezzinga & Pititto, 2005*).

### 5.2. Algoritmi genetici in forma canonica

Dato un problema di ottimizzazione, si definisce *individuo* o *cromosoma*,  $g_i$ , una generica possibile soluzione del problema, l'insieme delle possibili soluzioni considerate dall'algoritmo genetico, in ogni fase del processo evolutivo che porta alla individuazione della soluzione ottimale, è detto *popolazione*,  $P$ .

La qualità di un individuo, ovvero la "bontà" di una possibile soluzione per il problema in studio, è quantificata mediante una funzione di *fitness* o di *performance*,  $f = f(g_i)$ .

Nella metafora evolutiva, il valore della funzione di fitness rappresenta l'adattabilità all'ambiente dell'individuo considerato: gli individui con caratteristiche (valori delle variabili del problema) che consentono loro di adattarsi meglio all'ambiente, hanno maggiori probabilità di sopravvivere e dunque di riprodursi, trasmettendo i propri geni alle generazioni future.

In estrema sintesi un algoritmo genetico è una procedura di ricerca iterativa finalizzata all'individuazione del massimo (o del minimo) della funzione (o delle funzioni, nel caso di problemi di ottimizzazione multi-obiettivo) di performance.

A partire da una popolazione iniziale, ovvero da un insieme di possibili soluzioni del problema, il GA procede per generazioni successive che contengono, in media, individui migliori di quelli delle generazioni precedenti, evolvendo verso l'ottimo globale della funzione di performance. In realtà, come detto in precedenza, non è affatto garantito il GA individui la soluzione ottima in termini globali, ma è comunque in grado di trovare soluzioni "buone" in tempi accettabili.

Essendo i GA delle procedure di massimizzazione, in cui gli individui migliori sono quelli a cui corrispondono i valori più elevati della funzione di

fitness, i problemi di minimizzazione vengono di solito riformulati come problemi di massimizzazione.

Nel modello tradizionale di algoritmo genetico (*Holland, 1975*), i cromosomi,  $g_i$ , sono costituiti da stringhe di bit (*geni*) di fissata lunghezza,  $l$ , ciascuno dei quali rappresenta il valore di una variabile del problema, e la popolazione  $P$  mantiene la stessa dimensione,  $n$  (numero di individui o cromosomi), ad ogni generazione.

Ogni cromosoma rappresenta un punto dello spazio di ricerca, per esplorare il quale l'algoritmo impiega degli operatori di ricerca specifici. I più importanti operatori di ricerca sono il *crossover* (incrocio o ricombinazione) e la mutazione (*mutation*).

Si fa notare che sono possibili altre codifiche dell'algoritmo genetico; potendo i geni essere anche numeri interi o reali

### 5.2.1. Processo di formazione della popolazione $P(t)$

Data la popolazione alla  $t$ -esima generazione,  $P(t)$ , calcolata la funzione di fitness per individuo, viene generata una nuova popolazione di individui,  $P(t+1)$ , per mezzo di alcuni operatori che si ispirano alla selezione naturale ed alla riproduzione sessuata:

- Selezione (selezione naturale)
- Crossover (riproduzione sessuata)
- Mutazione (riproduzione sessuata)

Come accennato in precedenza, gli ultimi due operatori sono detti per l'appunto operatori genetici.

La procedura di generazione della popolazione  $P(t+1)$  è nello specifico attuata attraverso le seguenti fasi:

- *Valutazione*: Si valuta l'adattabilità all'ambiente di ogni individuo della popolazione  $P(t)$ .
- *Selezione per la riproduzione*: gli individui migliori selezionati per la riproduzione, che costituiscono una popolazione intermedia  $P_1$ , entreranno nel *mating pool* (vasca di riproduzione) con una certa *probabilità di crossover* (con valori, generalmente, dell'ordine di  $10^{-1}$ ).
- *Crossover*: Si applica l'operatore di crossover agli individui costituenti il *mating pool*, ottenendo una nuova popolazione intermedia di individui figli,  $P_2$ . I genitori sono tipicamente scelti a caso tra gli individui del *mating pool*.
- *Mutazione*: Si applica l'operatore di mutazione, con una certa *probabilità di mutazione* (tipicamente compresa tra  $10^{-3}$  e  $10^{-2}$ ) agli individui della popolazione intermedia  $P_2$ , ottenendo un'altra popolazione intermedia  $P_3$ . La mutazione modifica un singolo gene del

cromosoma e grazie ad essa tutti i possibili valori di ogni gene (variabile del problema) vengono presi in considerazione nel processo di ottimizzazione.

- *Selezione per il rimpiazzamento e sopravvivenza*: la nuova generazione “definitiva”  $P(t+1)$  contiene gli individui della popolazione intermedia  $P_3$ , ma può includere anche altri individui, ad esempio, un sottoinsieme degli individui di  $P_1$  che non sono stati selezionati per costituire il mating pool, oppure un certo numero di individui migliori di  $P(t)$  (nella loro struttura originaria, non soggetti cioè ad alcuna alterazione del loro patrimonio genetico).

### 5.2.2. Algoritmo genetico canonico

Nella sua versione originaria, il GA prevede cromosomi costituiti da una sequenza ordinata di numeri binari (il valore di ogni gene è 0 oppure 1), rappresentanti i valori delle variabili decisionali.

Il GA parte con una popolazione iniziale casuale  $P(t=0)$ , e tramite la procedura descritta al paragrafo precedente, la rimpiazza con una nuova popolazione  $P(t)$ . La dimensione della popolazione in ogni iterazione è costante.

Di generazione in generazione l'algoritmo evolve verso la soluzione ottima: il miglior individuo dell'ultima generazione,  $P(t=N)$ , ovvero il miglior individuo di tutte le generazioni. L'algoritmo si arresta allorché viene raggiunto un prefissato numero di generazioni,  $N$ , ovvero ad una certa iterazione, un'alta percentuale di individui ha lo stesso valore della funzione di fitness dell'individuo migliore.

Il GA canonico assume dunque la seguente forma:

*Inizio*

$t=0$

Inizializzazione casuale della popolazione di cromosomi  $P(t)$ ;

Valutazione della funzione di fitness degli individui di  $P(t)$ ;

*Finchè la condizione di terminazione non è soddisfatta:*

*Inizio*

Selezione dei migliori individui di  $P(t)$  e costituzione della popolazione intermedia  $P_1$ ;

Selezione degli individui di  $P_1$  da inserire nel mating pool;

Applicazione dell'operatore di crossover agli individui del mating pool e costituzione della popolazione intermedia  $P_2$ ;

Applicazione dell'operatore di mutazione agli individui di  $P_2$  e costituzione della popolazione intermedia  $P_3$ ;

Costituzione della popolazione  $P(t+1)$  a partire dalla  $P_3$  e, selezionando per il rimpiazzamento, da  $P(t)$  (oppure dal sottoinsieme di  $P_1$  non selezionato per l'accoppiamento);

t=t+1;

Fine

Fine

Si osserva che nel caso in cui ad ogni generazione solo  $n' < n$  individui vengono rimpiazzati da nuovi individui, ed i rimanenti  $n - n'$  individui non-rimpiazzati sono i migliori della popolazione precedente, l'AG viene definito elitistico, e ciò costituisce garanzia della convergenza della procedura di ottimizzazione, nell'implementazione canonica, all'ottimo globale (Rudolph, 1994).

### 5.2.3. Selezione

In origine Holland propose un metodo di selezione definito *proportional selection* (selezione proporzionale), secondo il quale la probabilità che un individuo,  $g_i$ , sia selezionato per la riproduzione è proporzionale al valore della sua funzione di fitness,  $f(g_i)$ .

Sia  $P(t)$  la popolazione attuale, costituita da  $n$  cromosomi:

$$P(t) = \{g_1, g_2, \dots, g_n\} \quad (5.1)$$

la performance totale della popolazione è data da:

$$F = \sum_i^n f(g_i) \quad (5.2)$$

e la probabilità di selezione del cromosoma  $g_i$ , sarà dunque:

$$p_i = \frac{f(g_i)}{F} \quad (5.3)$$

Le probabilità così definite vengono quindi utilizzate per costruire una sorta di roulette: una ruota girevole suddivisa in  $n$  settori, uno per ciascuno degli individui della popolazione, di ampiezza proporzionale alla probabilità di selezione del cromosoma corrispondente.

A partire da un estremo di un settore, assunto come origine, si stabilisce un sistema di ascisse curvilinee: gli estremi dei settori avranno ascissa curvilinea pari alla somma della propria ampiezza e di quelle dei settori che li precedono. Generato un numero casuale compreso tra 0 ed 1, questo sarà compreso tra le ascisse degli estremi di un settore, il cromosoma corrispondente verrà di conseguenza selezionato ed entrerà a far parte della popolazione intermedia  $P_1$ .

Esistono ovviamente altre metodologie di selezione, quale ad esempio la *tournament selection* (selezione a torneo), secondo cui vengono scelti in maniera casuale  $q$  individui dalla popolazione  $P(t)$ , e si attribuisce maggior probabilità di essere selezionati agli individui migliori in termini di fitness function. Questo operatore di selezione garantisce un miglior campionamento dello spazio di ricerca durante le prime generazioni (Mitchell, 1996).

### 5.2.4. Crossover

Selezionati in maniera casuale, e con uguale probabilità, due individui del mating pool (genitori), il crossover ovvero l'incrocio dei due cromosomi può avvenire secondo diverse modalità.

Nel caso del *one-point crossover*, si genera un numero intero casuale (*punto di crossover*)  $c \in (1, 2, \dots, l-1)$ ,  $l$  essendo la lunghezza dei cromosomi (ovvero il numero di variabili decisionali del problema): le porzioni dei due cromosomi alla destra del punto di crossover vengono scambiate tra loro, generando due discendenti. L'operatore di crossover è applicato  $n/2$  volte, in modo da generare  $n$  discendenti. Nel caso in cui il crossover non venga applicato (affidandosi interamente all'operatore di mutazione, per esplorare lo spazio delle soluzioni), i discendenti coincidono, evidentemente, con i genitori.

In maniera analoga al one-point crossover, possono essere generati due o  $N$  punti di crossover, dando luogo al *two-point* ed all'*N-point* crossover, rispettivamente.

Nel caso dell'*uniform crossover* (crossover uniforme, che riguarda cioè tutti i geni), si adopera un parametro che indica, per ogni gene di ciascun discendente, la probabilità che esso provenga dal primo o dal secondo genitore, il genitore scartato fornirà quel gene al secondo discendente. In alternativa, si può determinare ogni gene di ciascun discendente in maniera indipendente, di modo che un genitore può fornire lo stesso gene ad entrambi i figli.

### 5.2.5. Mutazione

Una volta che due discendenti sono stati generati, a partire da due genitori facenti parte del mating pool, per mezzo del crossover, in base ad una prefissata (e generalmente piccola) probabilità di mutazione,  $p_m$ , il valore dei geni degli individui figli vengono cambiati da 0 in 1 o viceversa.

Più precisamente, per ciascun gene di ogni cromosoma, viene generato un numero casuale  $k$  con distribuzione uniforme nell'intervallo  $[0,1]$ : se risulta  $k < p_m$  il gene viene selezionato per la mutazione. In questo caso, se si adotta un operatore di mutazione *forte*, il gene viene effettivamente mutato, se si usa invece un operatore di mutazione *debole*, il nuovo valore del gene è scelto

casualmente tra 0 e 1 (ed è dunque probabile che il gene non venga, alla fine, mutato).

Così come l'operatore di crossover costituisce una metafora della riproduzione sessuata, l'operatore di mutazione simula il fenomeno della (in vero rara) mutazione di elementi del codice genetico degli esseri viventi, durante la riproduzione.

### 5.3. Considerazioni sugli operatori genetici

Selezionati due individui, il crossover ne ricombina i geni per generare due individui figli, che ereditano le proprie caratteristiche da entrambi i genitori.

L'operatore genetico di mutazione, altera la sequenza genetica di un individuo figlio, modificandone alcuni geni per reintrodurre nella popolazione, parte del materiale genetico perduto durante il processo di generazione della popolazione stessa.

Gli operatori genetici garantiscono un compromesso tra lo sfruttamento (*exploitation*), ovvero la conservazione delle migliori soluzioni disponibili, e l'esplorazione (*exploration*) dello spazio di ricerca, ovvero la ricerca di soluzioni alternative, potenzialmente migliori.

L'*exploitation* e l'*exploration* corrispondono dunque, all'esplorazione locale e globale, rispettivamente, dello spazio delle soluzioni: un eccessivo livello di *exploitation* può portare l'algoritmo a "rimanere intrappolato" in un ottimo locale; un eccessivo grado di *exploration* può di contro comportare la perdita di buone soluzioni già individuate nelle generazioni precedenti, rendendo il processo di ottimizzazione molto lento, fino a degenerare nella ricerca casuale.

Dei due principali operatori genetici suddetti, il crossover è principalmente "esplorativo", tende cioè a "fare grandi salti" nello spazio delle soluzioni, mentre la mutazione è un operatore essenzialmente "sfruttatore", in quanto introduce piccole diversificazioni nell'individuo figlio rispetto agli individui genitori, rimanendo pertanto nell'area dello spazio delle soluzioni, in cui ricadono questi ultimi.



# Il Decision Support System CARE-W

### 6.1. Generalità

CARE-W (Computer Aided Rehabilitation for Water Networks), (Saegrov, 2005) è un progetto di ricerca sviluppato nell'ambito del quinto Framework Programme della Commissione Europea, dal 2001 al 2004, con un budget di 3 milioni di euro, a cui hanno partecipato undici partners da otto paesi europei, e dodici città in qualità di utilizzatori finali (Figura 6.1).

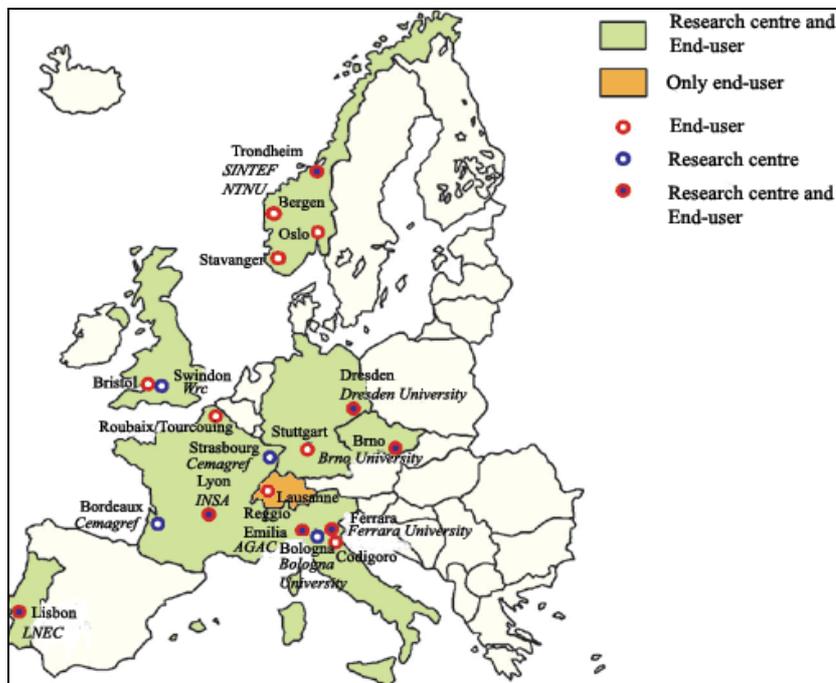


Figura 6.1. Partners del progetto ed utilizzatori finali.

Lo scopo del progetto CARE-W è quello di supportare i gestori delle reti nella pianificazione delle azioni di riabilitazione e potenziamento delle infrastrutture.

Il progetto, coordinato da SINTEF (Norvegia), ha prodotto un sistema di supporto alle decisioni di asset management, che i numerosi ed approfonditi test condotti hanno chiaramente dimostrato essere in grado di indirizzare efficacemente le strategie di riabilitazione.

Nel seguito vengono descritti il software ed i singoli tools prodotti, ed i risultati che è possibile ottenere dal loro utilizzo.

## 6.2. Descrizione generale del DSS

Il DSS CARE-W è costituito da una suite di software per la valutazione delle condizioni presenti e future delle reti idriche (Figura 6.2), inclusi tools di valutazione degli indicatori di performance (PI tool), di previsione delle rotture (FAIL tool), di calcolo dell'affidabilità del servizio di distribuzione (REL tool). Sulla base dei risultati di questi tools, vengono stimate le necessità di investimento a lungo termine (LTP tool) e si procede al ranking ed alla selezione dei progetti di riabilitazione (ARP tool).

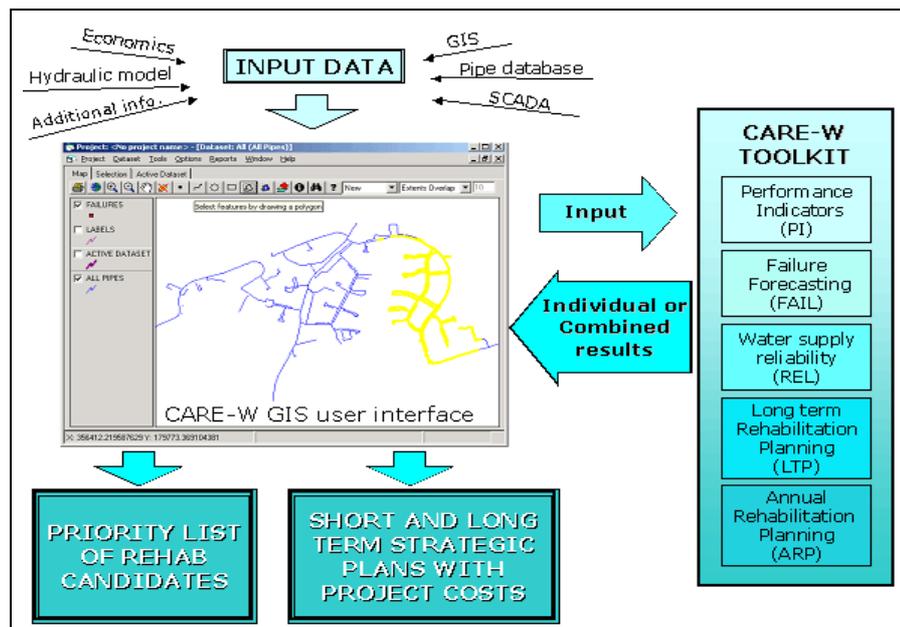


Figura 6.2. Schema generale della Suite CARE-W.

Il PI tool fornisce indicazioni statistiche sulle performance generali della rete, il FAIL tool permette di calcolare le probabilità di rottura dei singoli tubi, ed il REL combina queste informazioni con l'importanza idraulica dei tubi, per valutare l'affidabilità del servizio di distribuzione.

I risultati ottenuti dai tools precedenti vengono elaborati dall'ARP (*annual rehabilitation planning tool*) che usa una procedura multicriterio di ranking e selezione delle opzioni di riabilitazione (Figura 6.3). Le valutazioni delle future necessità di investimento sono invece generate dall'LTP (*long term rehabilitation planning tool*).

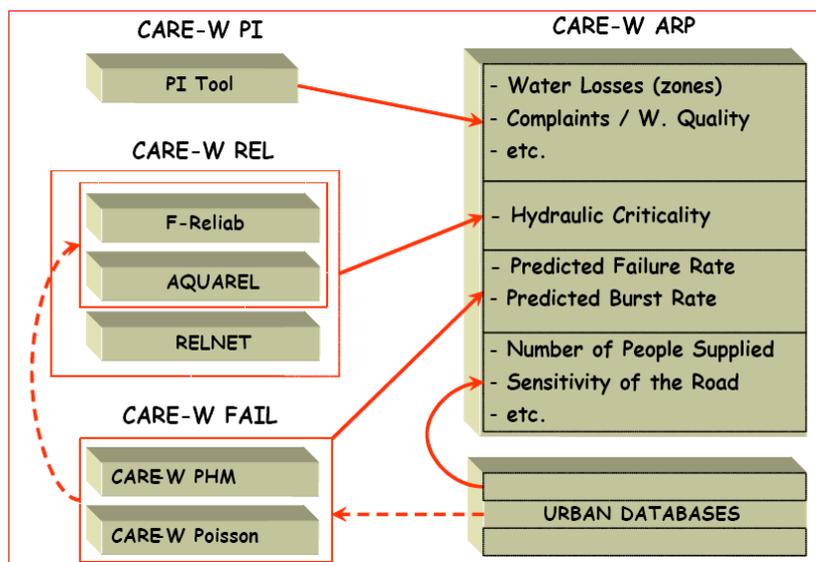


Figura 6.3. Relazioni fra i tools.

I tools operano sinergicamente nella cornice del CARE-W tramite il *Water Network Rehabilitation Manager*, che gestisce il flusso di dati fra di essi e comprende anche applicazioni per l'utilizzo di database delle reti, di sistemi informativi territoriali (GIS) e procedure guidate di input/output. I risultati delle elaborazioni sono visualizzabili in forma grafica (di diagramma e cartografica) e tabellare.

L'utente può utilizzare la suite CARE-W, tramite un'interfaccia grafica di tipo GIS, per l'analisi di un'intera rete di distribuzione, un distretto o un particolare gruppo di tubi, ricorrendo a tutti i tools ovvero solo ad alcuni di essi, in base alle sue specifiche esigenze. Il principale risultato dell'applicazione del

sistema CARE-W completo è un insieme di progetti di riabilitazione selezionati e classificati, ed un piano d'investimento a lungo termine (Tabella 6.).

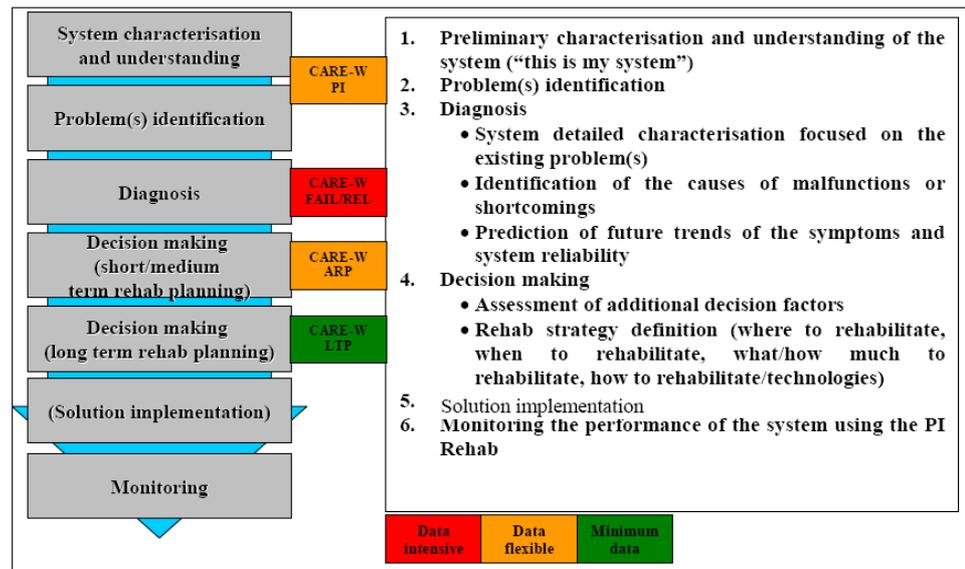
Per utilizzare efficacemente il software è necessario un PC con i seguenti requisiti minimi:

- Processore da 1 GHz.
- 256 Mb di memoria RAM.
- Microsoft Windows 2000.
- Microsoft Office 2000 Professional (segnatamente Access ed Excel).

### 6.2.1. CARE-W PI

Il CARE-W PI (*Performance Indicators*) permette di quantificare le performance della rete tramite una sistema di indicatori, basato sui PI dell'IWA per il sistema di distribuzione idrica, che consta di 49 PI, 154 *utility indicators* (UI) e 29 *external indicators* (EI). Gli UI sono usati sia per il calcolo dei PI che nel processo decisionale del CARE-W. Gli EI (ad esempio temperatura, pluviometria, natura dei suoli e pendenza dei terreni) sono dei parametri caratterizzanti l'ambiente esterno alla rete, rilevanti nella definizione delle esigenze di riabilitazione e nel processo decisionale.

**Tabella 6.1.** Procedura di riabilitazione prevista dal sistema CARE-W.



I PI costituiscono anche una preziosa fonte di informazioni per studi di riferimento e comparazione delle performance delle reti di distribuzione (*benchmarking*). Analisi di benchmarking sono state condotte nell'ambito del progetto CARE-W su un campione di trenta città, e sono serviti come base per definire i valori raccomandati per vari PI.

I PI calcolati possono essere visualizzati in vari modi: come mappa tematica tramite applicazione GIS, come report tabulare ovvero mediante l'applicazione grafica integrata nel PI tool (ad esempio grafico PI-tempo).

Il PI tool è pienamente integrato nel CARE-W Rehabilitation Manager ma può essere usato anche in modalità stand-alone.

### 6.2.2. CARE-W ARP

L'*Annual Rehabilitation Planning system* (ARP) è basato su un sistema multicriterio di selezione e classificazione delle opzioni di intervento, che combina i risultati degli altri tool con altre informazioni inserite dall'utente, e consente l'analisi dell'intera rete, di distretti o gruppi di tubi.

L'ARP fornisce indicazioni sui gruppi di tubi che dovrebbero essere considerati ai fini della riabilitazione della rete. I tool per la previsione delle rotture e per la valutazione dell'affidabilità del servizio supportano l'ARP, che analizza e classifica i progetti sulla base di numerosi criteri di natura tecnica, funzionale e finanziaria. La scelta può essere effettuata in base alla frequenza delle fallanze del servizio, ai problemi di qualità dell'acqua ovvero a motivi di opportunità (ad esempio di coordinamento con lavori sulla rete viaria).

### 6.2.3. CARE-W FAIL

Il FAIL (*failure forecasting tool*) include un insieme di strumenti di analisi statistica per la previsione probabilistica delle rotture, allo scopo di adottare una politica di riabilitazione basata sulla prevenzione delle fallanze e delle rotture.

Il FAIL quantifica anche gli effetti delle condizioni esterne sulla probabilità di rottura, quali natura dei suoli, materiali costituenti le condotte, anno di costruzione e numero di rotture pregresse.

La qualità dei dati registrati è fondamentale per un'efficiente applicazione del CARE-W, ma il FAIL è comunque in grado di fornire indicazioni orientative anche per serie di dati incomplete, o che coprono un breve periodo di tempo.

#### 6.2.4. CARE-W REL

Si tratta di un modello idraulico e di valutazione dell'affidabilità del servizio di distribuzione (*water supply reliability tool*), in grado di analizzare l'effetto delle perdite idriche: un modello idraulico di pubblico dominio (il ben noto EPANET) è combinato con una routine di previsione della probabilità di rottura per ciascun tubo. Il modello risultante considera la probabilità di perdita o rottura, la riduzione di capacità idraulica delle condotte, e le conseguenze per la fornitura idrica in termini di portate e pressioni di consegna alle utenze, ed identifica inoltre gli elementi della rete critici nei confronti dell'affidabilità.

#### 6.2.5. CARE-W LTP

Il *Long Term Planning module* (LTP) analizza il livello di investimenti necessario nei decenni futuri, e come tale livello è influenzato dalle differenti strategie di riabilitazione, ed è costituito da tre tools strettamente correlati:

- lo *Scenario Writer*, per sviluppare scenari consistenti;
- il *Rehab Strategy Manager*, basato sul software KANEW, per la simulazione degli effetti di lungo termine di specifiche opzioni di riabilitazione;
- il *Rehab Strategy Evaluator* che supporta la selezione della migliore strategia riabilitativa di lungo termine.

Il modulo è basato sull'analisi statistica delle rotture degli asset raggruppati per categoria di tubo: importanti criteri di classificazione in tal senso sono il materiale, il diametro ed il periodo d'installazione o sostituzione.

L'output del modello è la percentuale raccomandata di tubi della rete da sottoporre a riabilitazione, che dipende fortemente dalla storia della rete, dal clima, dalla profondità delle tubazioni, ecc.

#### 6.2.6. Water Network Manager Software

È l'ambiente di lavoro che gestisce le informazioni di input necessarie ed i risultati prodotti dai vari tool, consentendo in estrema sintesi di individuare la strategia di riabilitazione ottimale. Si tratta di una applicazione versatile e potente, che integra una varietà di tool per la pianificazione degli investimenti, con un grado di flessibilità sufficiente a pianificare sia a livello strategico che tattico, ovvero a vari livelli di complessità: intera rete, distretto di rete, gruppo di tubi.

Per impiegare il software al massimo delle sue potenzialità è necessario sviluppare preliminarmente un'analisi conoscitiva delle caratteristiche della rete e dei problemi presenti (supportata dai tool della suite CARE-W). Una

pianificazione efficiente comporta infatti la disponibilità di una dettagliata conoscenza del sistema, dei problemi da affrontare, delle performance attuali e delle possibili soluzioni.

### 6.2.7. Obiettivi di CARE-W

L'obiettivo principale del CARE-W è quello di guidare il gestore della rete nella riabilitazione dei “tubi giusti al momento giusto”, evitando pertanto riabilitazioni premature, interruzioni nella fornitura idrica e scarsa qualità dell'acqua. Il software individua la corretta priorità d'esecuzione dei progetti, evitando investimenti non necessari e le conseguenze negative, sul piano finanziario e sociale di maggiori perdite e rotture.

I potenziali utilizzatori di CARE-W sono: gestori delle reti di distribuzione, istituzioni finanziarie, enti regolatori del settore, università e società di consulenza.

### 6.3. Indicatori di performance – PI tool

Nell'ambito del CARE-W project è stato sviluppato un sistema di indicatori di performance specifico per la riabilitazione delle reti di distribuzione, basato sul sistema di indicatori per il servizio di fornitura idrica dell'IWA, comprendente *Performance Indicators (PI)*, *Additional Performance Measures (APM)* (più complessi da definire e valutare rispetto ai classici PI, richiedono l'uso di modelli di simulazione ed algoritmi specifici), *Utility Informations (UI)* ed *Exeternal Informations (EI)* (dati relativi all'ambiente esterno, non modificabili da parte dell'utility, ma rilevanti nel processo riabilitativo) (Figura 6.1).

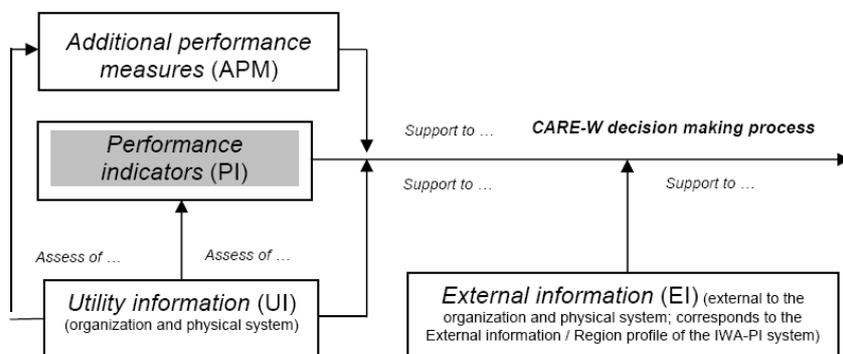


Figura 6.1. Relazioni tra PI ed UI, EI e APM.

### 6.3.1. Componenti del PI System

Performance indicators: I PI ritenuti rilevanti per il processo riabilitativo sono raggruppati nelle categorie previste dell'IWA-PI:

- *Operational indicators* (indicatori operativi: rotture e riparazioni, ricerca perdite idriche, manutenzione ordinaria e straordinaria, ecc.);
- *Quality of service indicators* (indicatori di qualità del servizio: pressioni di consegna, qualità dell'acqua erogata, interruzioni del servizio, reclami dei consumatori);
- *Financial indicators* (indicatori finanziari: costi annui di gestione, investimenti annuali sulla rete, tariffe);
- *Water resources indicators* (indicatori relativi all'utilizzo della risorsa idrica);
- *Physical indicators* (indicatori fisici: caratteristiche fisiche e tecniche della rete e degli impianti).

I gruppi più importanti di indicatori sono gli operational indicators, i quality of service indicators ed i financial indicators.

Utility informations: Le UI, necessarie a valutare i PI ed utili nel processo decisionale del CARE-W, sono raggruppate nelle categorie previste dall'IWA:

- *Physical assets data – distribution network* (dati sulla consistenza e sulle proprietà fisiche della rete di distribuzione, dei serbatoi, e degli impianti di sollevamento);
- *Physical assets data – service connection* (dati sulla consistenza e sulle proprietà fisiche degli allacci alla rete di distribuzione);
- *Water volume data* (dati sulla produzione dei volumi idrici, i volumi fatturati, i volumi conturati, le perdite idriche, ecc.);
- *Operational data* (dati operativi: pressione di servizio, continuità del servizio di distribuzione, monitoraggio della qualità dell'acqua, rotture, interventi di riabilitazione, ispezioni e manutenzione);
- *Quality of service data* (dati sulla qualità del servizio: numero di utenze servite, reclami dei degli utenti);
- *Financial data* (costi annuali, investimenti annuali sulla rete, costi unitari, tariffe, ricavi).

External informations: Le EI sono raggruppate in tre categorie:

- *Environmental factors* (fattori ambientali: precipitazioni annue, temperatura dell'aria, topografia);
- *Mains aggressive factors* (agenti aggressivi per le condotte: caratteristiche chimiche e fisiche dei suoli e delle acque sotterranee,

condizioni geotecniche, classi di traffico delle strade, caratteristiche sismiche, interferenze con altre infrastrutture);

- *Economic factors* (fattori economici quali il tasso d'inflazione).

Gli utenti selezioneranno le EI che ritengono più rilevanti ai fini del calcolo di ciascun PI.

### Additional performance measures (misure di performance aggiuntive):

Sono indicatori di performance addizionali, più difficili da definire e calcolare, sviluppati dai partners di progetto in base alle loro specifiche necessità. Richiedono il ricorso a modelli idraulici ed analisi statistiche, ad esempio: affidabilità idraulica delle reti, vita di servizio residua delle tubazioni, bilancio costi-benefici e tasso interno di rendimento degli investimenti.

### 6.3.2. CARE-W PI tool

È un software per il calcolo, l'archiviazione, l'aggiornamento degli indicatori di performance e può essere utilizzato anche in modalità stand-alone. Il PI/UI Manager è un'applicazione del PI-tool che consente la selezione dei PI e delle UI da calcolare ed utilizzare nel processo decisionale e fornisce tutte le informazioni sui vari indici di performance.

I dati necessari al calcolo dei PI selezionati, ovvero le UI, vengono inseriti nel database dall'utente in forma tabellare, tramite delle apposite maschere di dialogo. Le EI che costituiscono il contesto per l'analisi dei PI, ma non rientrano nel calcolo degli stessi, si possono inserire, similmente alle UI, anche successivamente al calcolo dei PI.

Ultimate le procedure di calcolo, il programma visualizza un report indicante:

- Il numero di PI calcolati con successo, sulla base delle UI archiviate nel database per il *data set* (l'unità di calcolo: intera rete, distretto o gruppo di tubi) ed il periodo di tempo specificati;
- Il numero di PI non calcolati per mancanza di alcune delle UI necessarie;
- Il numero di PI non calcolati per via di errori nelle UI archiviate (divisioni per zero in particolare).

Vengono in fine riportati i valori dei PI calcolati, che possono visualizzarsi in forma di grafico o diagramma.

### Metodologia proposta per l'uso del PI tool nella pianificazione degli interventi di riabilitazione a lungo termine

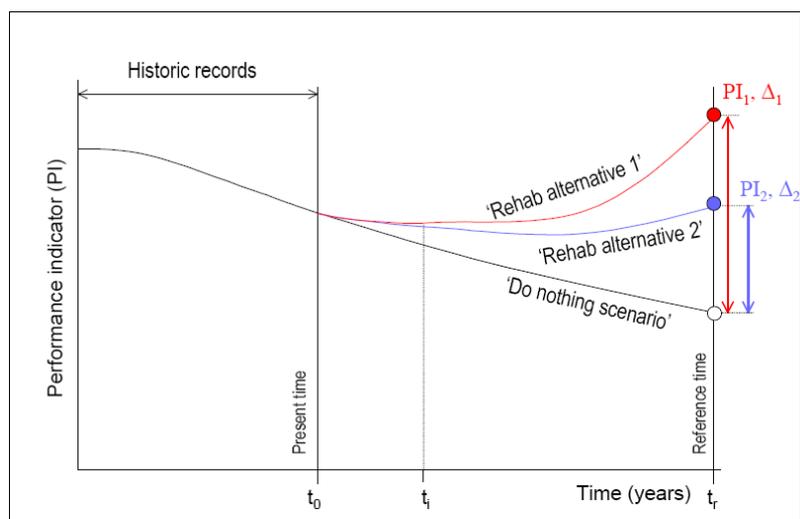
Un obiettivo centrale nella pianificazione di lungo termine degli interventi di riabilitazione è la previsione delle performance di una rete idrica ad una certa

data futura di riferimento, una volta che sia stato attuato un certo scenario di riabilitazione, e le differenze con lo scenario di non intervento (*do nothing scenario*). Gli elementi su cui il gestore può agire (*control factors*) sono, essenzialmente, la tipologia e la percentuale di rete oggetto degli interventi di riabilitazione.

La metodologia proposta prevede i seguenti passi:

- Scelta dei control factors.
- Individuazione dei PI di cui sia possibile prevedere il valore futuro, allo scopo di stimare gli effetti dell'intervento di riabilitazione.
- Previsione della curva PI-tempo per il do-nothing scenario fra il tempo presente e l'orizzonte temporale di riferimento, per ciascuno dei PI selezionati, mediante l'estrapolazione di una serie storica di valori registrati (di cui si verifica preliminarmente la consistenza).
- Previsione della curva PI-tempo fra il tempo presente e l'orizzonte temporale di riferimento, per lo specifico scenario di riabilitazione, per ognuno dei PI selezionati, mediante funzioni di previsione (Figura 6.5).
- Valutazione degli effetti su ciascun PI dell'opzione di riabilitazione in studio, e delle differenze con il do-nothing scenario.
- Analisi dei costi di riabilitazione e dei vantaggi in termini economici e di qualità del servizio, dovuti all'opzione di riabilitazione in studio.

Sarà poi quindi possibile stabilire quale alternativa sia più conveniente adottare.



**Figura 6.2.** Curve PI-tempo.

## 6.4. Previsione delle rotture e l'analisi di affidabilità

### 6.4.1. Parametri necessari all'applicazione dell'ARP tool

I criteri decisionali dell'*Annual Rehabilitation Programme* (ARP), (§ 6.5), richiedono la conoscenza del tasso di rottura, stimato per tutti i tubi, allo scopo di classificarli e fare delle comparazioni fra essi. Altri parametri importanti per il CARE-W\_ARP sono:

- L'*Hydraulic criticality*, criterio che combina i tassi di rottura e l'importanza del tubo (dipendente dalla sua collocazione nella rete).
- Le perdite idriche.
- L'influenza delle condizioni dei tubi sulla qualità dell'acqua.

Gli ultimi due indicatori, nell'ambito dell'ARP, sono valutati per gruppo di tubi o per zona.

Sono due le tipologie di tool implementate nella suite:

- Tool finalizzati alla previsione dei disservizi causati da un tubo o da un gruppo di tubi.
- Tool finalizzati alla valutazione dell'*hydraulic reliability* (affidabilità idraulica) di un tubo o gruppo di tubi.

### 6.4.2. Modelli di previsione delle rotture

I Failure Forecasting tool (FAIL tools), CARE-W\_PHM (Cemegraf) e CARE-W\_Poisson (INSA-Lyon) (Tabella 6.2), sono basati sulle rotture e sulle perdite individuate e registrate in passato; richiedono pertanto l'esistenza di un database sufficientemente accurato, caratterizzante la rete e comprendente tutte le rotture e le perdite riparate, nonché la data in cui si sono verificate.

I due tools differiscono per l'approccio statistico adottato:

- CARE-W\_PHM usa dati di rotture pregresse per sviluppare un modello di previsione, basato sull'analisi delle sopravvivenze (metodo adoperato in epidemiologia), in particolare sul tempo intercorrente fra due rotture. Definite le variabili significative, il modello consente la previsione del numero e dei tassi di rottura di ciascun tubo, per un orizzonte temporale di 5 o 10 anni.
- CARE-W\_Poisson calcola il tasso medio di rottura per gruppo di tubi di caratteristiche omogenee. Se un tubo che è stato riparato presenta un tasso di rottura più alto di quello degli altri tubi del suo gruppo, il suo tasso di rottura viene conservato nei risultati.

Questi tool, integrati nel CARE-W system, sono disponibili come software indipendenti che girano sotto MS Windows 2000 o successivo.

**Tabella 6.2.** Caratteristiche essenziali dei Fail tool Poisson e PHM.

	<b>Poisson</b>	<b>PHM</b>
<b>Pipe Data</b>	Indispensable : diameter and material, installation date (approx.) Useful : other environmental pipe data	At least, diameter, material, installation date (approx.) Useful : other environmental pipe data
<b>Failure Data</b>	2-3 years	2-3 years
<b>Objectives:</b>		
- variable significance test	Yes, with statistical software	Yes
- Failure rate by category	Yes	Not directly
- Failure rate by pipe	Yes	Yes
- Forecast	No	Yes

### 6.4.3. Tools di valutazione dell'affidabilità idraulica

I tool della suite CARE-W per la valutazione dell'*Hydraulic Criticality Index* (HCI), di seguito definito, sono: *Failnet-Reliab*, prodotto da Cemagref (Francia); *Aquarel*, prodotto da SINTEF (Norvegia); *Relnet*, prodotto dell'Università di Brno (Repubblica Ceca). Essi differiscono per il tipo di modello usato e per la considerazione del tasso di rottura nel calcolo dell'HCI:

- Failnet-Reliab usa uno specifico modello idraulico basato sul calcolo della portata disponibile al consumo, dipendente dalla pressione e dalla richiesta idrica (modello head-driven, Capitolo 7). Il calcolo dell'HCI della condotta in esame è basato sull'effetto della sua rottura sulla portata disponibile. Per la j-esima condotta si ha:

$$HCI_j = \sum_{i=1}^n (d_i - c_{ij}) \times t_{cj} \quad [\text{m}^3/\text{anno}]$$

in cui n è il numero dei nodi della rete,  $d_i$  la domanda idrica al nodo i,  $c_{ij}$  il consumo idrico disponibile al nodo i quando la condotta j è fuori servizio,  $t_{cj}$  il tempo di riparazione della condotta previsto (assunto in base ai tassi di rottura stimati con Poisson o PHM, o in base al tempo medio di riparazione). In definitiva HCI è il deficit di volume fornito nell'anno, rispetto alle richieste ai nodi, per effetto della rottura del tubo considerato. Se si divide l'HCI, così calcolato, per il volume fornito complessivamente all'utenza nel corso dell'anno, si ottiene un

HCI' il cui valore è compreso fra 0 ed 1, che consente di confrontare tubi appartenenti a reti idraulicamente indipendenti. Un HCI' pari a 0 indica che il tubo non influenza l'affidabilità della rete, perché il suo tasso di rottura previsto è nullo, ovvero perché la sua indisponibilità (durante le riparazioni ad esempio) non ha alcun effetto sui volumi forniti agli utenti. Un valore di 1 indica che la tubazione è totalmente indisponibile e che ciò si traduce nell'interruzione del servizio per tutti gli utenti serviti. In altri termini l' HCI' di un tubo è il valore relativo della sua importanza idraulica, definita come il rapporto fra l'indice di affidabilità del tubo e il massimo indice di affidabilità, in modo che ai tubi con la massima importanza (quelli la cui indisponibilità comporta l'interruzione del servizio a tutta l'utenza) corrisponda HCI'=1.

- Aquarel e Relnet utilizzano il modello idraulico di EPANET, in cui le pressioni sono calcolate in funzione della domanda imposta ai nodi (modello demand-driven). Al pari di Failnet, Aquarel calcola gli indici di affidabilità considerando gli effetti delle rotture di ciascun tubo (però in termini di deficit di pressione ai nodi), il tasso di rottura ed il tempo medio di riparazione; l'HCI' risultante ha un valore compreso fra 0 ed 1. Con Aquarel la simulazione idraulica può essere condotta nell'arco delle 24 ore, considerando le variazioni di livello nei serbatoi.
- Relnet non tiene conto del tasso di rottura ma si basa unicamente sul calcolo idraulico della rete. L'indice finale avrà un valore compreso fra 0 ed 1, ed un HCI' di 1 indica che la rottura del tubo comporta l'interruzione del servizio di fornitura idrica a tutte le utenze servite.

#### 6.4.4. Risultati dei test sui modelli di previsione delle rotture e di analisi dell'affidabilità

Sono stati condotti vari test, su numerose reti di differenti caratteristiche, con l'obiettivo di verificare, validare e comparare i modelli, migliorarne le caratteristiche, renderne più semplice l'utilizzo e definirne una procedura di utilizzo ottimale.

##### FAIL tool

L'obiettivo dei test, condotti su intere reti e su singole categorie di tubi di una stessa rete, è verificare se i modelli descrivono bene la realtà. Per ciascuna rete in cui dati storici di manutenzione siano stati archiviati per un periodo di n anni, i modelli sono stati parametrizzati con i dati dei primi n-y anni, e si sono eseguite le previsioni di rottura per gli anni rimanenti (n ed y sono stati fatti variare, per ciascun modello studiato, in un intervallo significativamente ampio).

I test hanno dimostrato che:

- I modelli presentano un'efficienza complessivamente buona.
- Lunghe serie temporali di dati registrati sono auspicabili, ma i dati devono essere affidabili, pertanto dati recenti (plausibilmente più dettagliati ed affidabili) sono da preferire ad informazioni datate.
- La previsione è poco precisa per serie temporali molto brevi, ma un periodo di osservazione di 2 anni è già sufficiente, ancor meglio di 3-5 anni.
- Intervenire sul 5% dei tubi con i più alti rischi di rottura, permette di evitare circa il 25% delle rotture; intervenire sul 10% consente di evitarne circa il 40%.
- La variabile "suolo" è poco rilevante per i tubi con alti rischi di rottura, risulta significativa solo per i tubi con bassi rischi, ad esempio per quelli senza rotture pregresse.
- Una semplice classificazione dei tubi in base alle rotture pregresse dà interessanti indicazioni sulle probabilità di rottura, ma può applicarsi solo ai tubi con precedenti rotture registrate.
- Le variabili più significative sono: lunghezza, materiale, periodo di posa, diametro, numero di rotture pregresse.

### REL tool

I modelli sono stati confrontati essenzialmente in base a due criteri:

- Risultati dei modelli idraulici di simulazione in corrispondenza dei nodi con i consumi più elevati di ciascuna rete, in modo da individuare possibili cause di divergenza nei risultati di affidabilità.
- Classificazione dei tubi secondo il loro indice di affidabilità.

I test hanno contemplato vari approcci al calcolo dell'HCI.

Con Aquarel è possibile tenere conto dello svuotamento dei serbatoi nel calcolo dell'indice di affidabilità, ed assumere due alternativi schemi di calcolo:

- Consumi idrici ai nodi costanti (modello demand-driven), con indici basati sulle pressioni calcolate.
- Portate erogate ai nodi variabili in funzione delle pressioni (modello head-driven, i cui risultati possono confrontarsi con quelli di Failnet).

Failnet-Reliab calcola le portate erogate ai nodi in funzione dei carichi, fornendo risultati molto prossimi a quelli che si possono ottenere con Aquarel; inoltre, considerando congiuntamente il rapporto fra portate erogate calcolate e domande idriche, e le previsioni di rottura calcolate dal FAIL tool, consente di individuare i tubi di maggiore importanza ai fini dell'affidabilità del servizio.

Relnet individua il numero di nodi con una pressione minore di quella richiesta, calcolando un indice che esprime l'effetto della rottura di uno specifico tubo sulle pressioni ai nodi, senza tenere in considerazione i rischi di rottura. I risultati sono vicini a quelli che si ottengono con Aquarel assumendo i consumi costanti.

Uno degli aspetti più interessanti di questi tool è la determinazione dell'importanza idraulica di ciascun elemento della rete: i tubi più importanti (quelli con l'HCI' più elevato) sono, come prevedibile, quelli vicini ai serbatoi, quelli dei rami di reti miste e quelli posti all'"inizio" degli anelli principali.

### 6.4.5. Indicazioni per l'utilizzo dei FAIL e REL tool

Per ciò che attiene ai modelli di previsione delle rotture, se il gestore della rete possiede un database degli attributi dei tubi comprendente i dati di rottura (data, tipo e causa della rottura, tempo di riparazione, ecc.), basta adattarlo al formato utilizzato dai modelli stessi. L'adattamento avviene in automatico tramite il *Rehabilitation Manager* (descritto nel seguito), che gestisce la generazione dei file di input dei tool della suite.

È utile ricordare che:

- Alcuni dati sono indispensabili: il diametro ed il materiale di cui sono costituiti i tubi.
- La data di posa in opera è essenziale per la previsione delle rotture.
- Altri dati utili alla previsione delle rotture sono: natura del suolo, tipologia di traffico veicolare, collocazione del tubo rispetto alla piattaforma stradale.
- La scelta del modello REL da usare va fatta in base al modello idraulico della rete già in uso (dunque calibrato e collaudato), alla disponibilità del tasso di rottura (eventualmente calcolato con i Fail tools), alle caratteristiche dell'hardware disponibile (Aquarel e Relnnet, basati su Epanet, sono molto snelli e rapidi. Failnet è più lento e pesante, in quanto basato su modello head-driven sviluppato in Matlab ed adattato in C++).
- Se la rete presenta più sottoreti o distretti idraulicamente indipendenti, un tubo di un piccolo distretto con HCI' pari ad 1 sarà meno importantene di un altro con HCI'=1 ma appartenente ad una sottorete più grande. Occorre allora tenere conto delle dimensioni delle sottoreti di appartenenza dei tubi da confrontare, ovvero del volume fornito da ciascuna sottorete alle rispettive utenze. Relnnet non presenta questo inconveniente perché calcola anche l'HCI in termini di volume non fornito, permettendo una comparazione diretta dei tubi.

## 6.5. Supporto alle decisioni sugli interventi di riabilitazione

### 6.5.1. L'Annual Rehabilitation Programme tool (ARP)

Il CARE-W\_ARP è un software finalizzato alla definizione del programma annuale di riabilitazione della rete, sviluppato da INSAVALOR (URGC- Civil Engineering Research Unit) in cooperazione con gli altri partner del progetto.

L'attività si è articolata nelle seguenti fasi di lavoro:

- Formulazione di criteri di valutazione dell'effetto delle condizioni di ciascun tubo sulla funzionalità della rete.
- Definizione di una procedura multicriteriale di comparazione dei tubi e definizione delle priorità di riabilitazione.
- Sviluppo del software ARP.
- Collaudo e miglioramento del software.

Le informazioni necessarie al calcolo dei criteri decisionali provengono dalle seguenti fonti:

- Indicatori di performance (calcolabili con il PI tool).
- Indice di criticità idraulica (HCI) (determinabile con i REL tools).
- Rischio di rottura dei tubi: molti criteri dell'ARP si basano sul rischio di rottura dei tubi, ottenuto combinando le conseguenze delle rotture (utenze critiche quali gli ospedali; numero delle persone servite; importanza della strada sotto la cui piattaforma è collocato il tubo), con la probabilità di rottura (tasso di rottura previsto PBR, calcolato con il FAIL forecasting tool).
- Database dei gestori dei servizi (idrico in primis), che forniscono informazioni sul tubo, la popolazione servita, le caratteristiche di traffico della strada in cui è installato, ecc.

Durante lo sviluppo di ARP Sono state condotte due indagini. L'indagine preliminare ha riguardato i criteri decisionali attualmente adottati dai gestori, per la programmazione le riabilitazione a scala annuale e le loro necessità ed aspettative. La seconda indagine ha invece preso in considerazione il processo decisionale e gli aspetti socio-economici in particolare.

Da tali indagini emerge le necessità di un sistema di supporto alle decisioni che sia sufficientemente flessibile, in modo da contemperare le contrastanti necessità in gioco, essere di facile implementazione ed accompagnare l'evoluzione del sistema.

### 6.5.2. Definizione dei criteri e sviluppo del sistema di decisione

Nella programmazione degli interventi di riabilitazione occorre considerare numerosi aspetti: costi di riparazione, perdite idriche (e costi corrispondenti), coordinamento dei lavori con quelli relativi ad altri servizi, costi sociali (danni prodotti dalle rotture dei tubi, deficit di fornitura o interruzioni totali del servizio, deficit di qualità dell'acqua).

Per i gestori il problema decisionale consiste nella modalità più opportuna di impiegare un budget annuale, realizzando i progetti più efficienti. Dunque l'obiettivo del modello di supporto decisionale per la programmazione degli interventi a scala annuale è la prioritizzazione delle opzioni di riabilitazione della rete, sulla base del calcolo di criteri per il raffronto delle alternative (Tabella 6.3) e della procedura multicriteriale di definizione delle priorità d'intervento in termini di tubi candidati alla riabilitazione.

Le informazioni utilizzate dai criteri decisionali, relative alle performance della rete o alle condizioni del singolo tubo, sono:

- Effetti potenziali locali, utilizzati ad esempio dai criteri "Danni dovuti agli allagamenti in aree residenziali" (DFH) e "Interruzioni critiche del servizio, previste" (PCWI).
- Osservazione degli effetti locali, ad esempio dei reclami degli utenti (utile per la definizione delle priorità di intervento).
- Valutazione dell'effetto delle deficienze di un tubo sulle performance del sistema, ad esempio l'HCI ed il criterio "Deficit della qualità dell'acqua" (WQD).
- Osservazione dei deficit prestazionali della rete, come nel caso del criterio "Indice delle perdite idriche" (WLI).

Per stabilire un ordine di priorità fra alternative d'intervento, l'ARP ricorre alla *decision analysis* che utilizza criteri in grado di stabilire delle relazioni di preferenza fra coppie di alternative, fornendo un giudizio di merito economico, tecnico, sociale ed ambientale sulle alternative.

Adottando uno schema multicriteriale di decisione si perviene ad un compromesso fra i vari obiettivi concorrenti. Un problema rilevante a tal riguardo è il peso da assegnare a ciascun criterio.

### 6.5.3. Procedura di prioritizzazione degli interventi

In CARE-W per la prioritizzazione dei progetti viene adottato il modello *ELECTRE TRI* che si basa su comparazioni di coppie di alternative, individuando situazioni di preferenza forte o debole, di indifferenza o di incompatibilità fra i progetti. Poiché non interessa avere un ordine gerarchico

finale di tutte le alternative, quanto piuttosto l'assegnazione dei candidati a classi di priorità, in ELECTRE TRI (LAMSADE – Università Paris Dauphine) sono definite NC classi in ordine gerarchico sulla base di NC-1 profili di riferimento (Figura 3): dalla classe  $C_{NC}$  per l'opzione migliore (massima priorità d'intervento), alla classe  $C_1$  per l'opzione peggiore (minima priorità d'intervento).

**Tabella 1.3.** Criteri decisionali per il raffronto delle alternative di riabilitazione.

Abbreviation	Meaning
AUCR	Annual Unit Cost of Rehabilitation
COS	Co-Ordination Score
ARC	Annual Repair Costs
WLI	Water Losses Index
PWI	Predicted Water Interruption
PCWI	Predicted Critical Water Interruption
PFWI	Predicted Frequency of Water Interruption
DFH	Damage owing to Flooding in Housing areas
DFI	Damage owing to Flooding in Industrial/commercial areas
DSM	Damage owing to Soil Movement
DT	Disruption caused by Traffic
DDI	Damage and/or Disruption of other Infrastructure
WQD	Water Quality Deficiency Index
HCI	Hydraulic Criticality Index
HS_*	Hotspot criterion – hotspot threshold defined by user via ARP tool for each index above

In particolare per  $NC=3$ , le classi sono  $C_3$ ,  $C_2$  e  $C_1$ , definite sulla base di due profili di riferimento  $b_1$  e  $b_2$ .

Per assegnare un tubo ad una classe  $C_k$ , questo viene raffrontato successivamente con i due profili di riferimento. Il raffronto è ripetuto due volte, secondo la procedura “ottimistica” e secondo la “pessimistica”, ne risultano sei categorie,  $C_{33}$ ,  $C_{32}$ ,  $C_{31}$ ,  $C_{22}$ ,  $C_{21}$ ,  $C_{11}$ :

- $C_{33}$ , massimo livello di priorità, i tubi di questa classe risultano di categoria  $C_3$  per entrambe le procedure.
- $C_{32}$  o  $C_{31}$ , comprende i tubi che secondo una procedura risultano di classe 3 e secondo l'altra di classe 2 o 1, per via di discordanze fra i criteri; sono comunque buoni candidati per il programma annuale di riabilitazione.
- $C_{22}$ ,  $C_{21}$ ,  $C_{11}$ , comprende tubi con deficit prestazionali medio (2) – bassi (1).

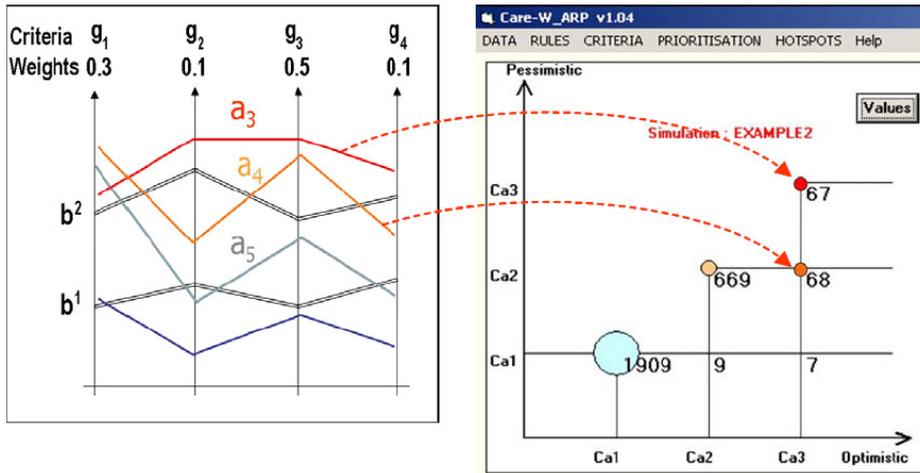


Figura 3.6. Esempio di confronto delle alternative  $a_3$ ,  $a_4$  ed  $a_5$  con i profili di riferimento  $b_1$  e  $b_2$ .

Il raffronto fra un'opzione di riabilitazione ed ognuna delle azioni (profili) di riferimento, è condotto in base alle rispettive performance (deficit prestazionali) in termini di criteri rilevanti  $g_i$ , ed a quattro parametri per ciascun criterio: soglia di indifferenza  $q_i$ , soglia di preferenza  $p_i$ , soglia di veto  $v_i$  e peso del criterio  $w_i$ .

Per ogni criterio occorre definire i livelli  $p$  e  $q$ , in quanto da essi dipende l'ampiezza della banda entro la quale l'opzione (tubo su cui potenzialmente intervenire) è indifferente rispetto al profilo di riferimento  $b_2$ . Il software prevede valori di default per  $p$ ,  $q$ ,  $g(b_1)$  e  $g(b_2)$ , ma l'utente può modificarli a suo piacimento, se necessario.

L'applicazione di ARP comporta i seguenti passi:

- Importazione dei dati in formato testuale ASCII (tale formato si può ottenere dall'applicazione *Data management*).
- Calcolo dei valori dei criteri.
- Definizione dell'importanza dei criteri, mediante l'assegnazione di pesi.
- Eventuali modifiche ai profili di riferimento.
- Esecuzione del modello.

I risultati dell'elaborazione, ovvero l'attribuzione di ogni tubo ad una delle 6 classi di priorità, sono esportabili in un file di testo.

Una procedura alternativa implementata in CARE-W è il metodo Hotspots: un hotspot è un tubo per il quale il valore di un dato criterio supera il livello di soglia, definito dal gestore, del massimo deficit prestazionale accettabile.

## 6.6. Pianificazione degli interventi di riabilitazione a lungo termine

### 6.6.1. Generalità

Il processo di invecchiamento delle tubazioni comporta fatalmente l'abbassamento dei livelli di performance (rotture, aumento della resistenza idraulica, perdite idriche, ridotta qualità dell'acqua), di conseguenza, all'aumentare del numero di tubi prossimi alla fine della loro vita di servizio, aumenta la necessità di interventi riabilitativi. Comunemente viene monitorato un set di indicatori di performance per adottare le opportune contromisure, non appena questi raggiungono un valore critico. Questo tipo di approccio necessita di una strategia di pianificazione a lungo termine della riabilitazione della rete.

Prioritariamente all'implementazione di un programma di interventi, è necessario prevedere e comparare sistematicamente gli effetti delle varie opzioni sugli obiettivi del gestore e sugli indicatori di performance della rete. In base a tale metodologia l'implementazione del tool di pianificazione è stata articolata nelle seguenti fasi:

- Sviluppo degli scenari di riabilitazione per un orizzonte temporale variabile fra 5 e 50 anni.
- Analisi della strategia di pianificazione, per quantificare le conseguenze finanziarie attese e gli effetti sugli indicatori di performance, tecnici ed economici, di specifici programmi d'intervento.
- Valutazione della strategia riabilitativa più appropriata e robusta, che meglio si confaccia al set di scenari di riabilitazione previsti.

La metodologia usata è basata principalmente sull'approccio *KANEW* (Karlsruhe University), che prende le mosse dalla classificazione dei tubi in base alla data di posa in opera o di riabilitazione, al loro comportamento nei confronti dell'invecchiamento, al materiale, alla suscettibilità alla corrosione. Le statistiche sulle rotture sono utilizzate come supporto per la definizione delle categorie e la stima delle vite di servizio dei tubi (descritte dalle relative distribuzioni di probabilità).

Un modello di sopravvivenza degli asset calcola la lunghezza complessiva di tubazioni prossime alla fine della loro vita di servizio. Per tenere conto delle incertezze, il calcolo è condotto in riferimento alle distribuzioni di probabilità limite inferiore e superiore.

Vengono dunque simulati gli effetti dei programmi di riabilitazione alternativi, quantificandoli in termini monetari.

Per la valutazione e la classificazione delle opzioni strategiche di pianificazione è stata prevista un'apposita procedura di *balancing e ranking*.

Sono stati sviluppati tre software di supporto alle decisioni che operano in maniera coordinata:

- Il *Rehab Scenario Writer*, per creare scenari di lungo termine.
- Il *Rehab Strategy Manager*, per valutare gli effetti di medio e lungo termine dei programmi e delle strategie di riabilitazione.
- Il *Rehab Strategy Evaluator*, per scegliere la migliore e più robusta strategia per il futuro.

### 6.6.2. Il Rehab Scenario Writer

I possibili scenari futuri, a cui si è fatto cenno in precedenza, sono proiezioni dell'evoluzione del sistema basate sulle variazioni osservate di alcuni fattori di sviluppo del sistema.

Per via delle inevitabili incertezze, si generano comunemente tre scenari possibili:

- Lo scenario migliore (*best case scenario*), che mostra i migliori possibili sviluppi dello stato del sistema.
- Lo scenario peggiore (*worst case scenario*), relativo ai peggiori sviluppi possibili.
- Lo scenario intermedio (*trend scenario*), esprime la più probabile evoluzione futura del sistema sulla base dei trend evolutivi dei parametri osservati.

Lo sviluppo dei tre scenari evolutivi è condotto secondo lo schema:

- *Problems and system analysis*: definizione delle caratteristiche, dello stato attuale della rete e dei problemi presenti.
- *Impact analysis and key factors determination*: identificazione di tutti "fattori d'impatto", ovvero degli aspetti correlati ai problemi riscontrati e delle modalità per definirli qualitativamente o quantitativamente. Selezione dei soli fattori più importanti in modo da snellire le elaborazioni successive.
- *Key factors impact analysis*: i fattori selezionati vengono analizzati a coppie, con l'ausilio di matrici di impatto (descritte nel seguito), in modo da stabilire rapporti di dipendenza, fattori influenzanti e fattori dipendenti, relazioni di proporzionalità diretta o inversa.
- *Projections of key factors into the future*: l'evoluzione dei fattori d'impatto chiave va proiettata nel breve, medio e lungo termine, per definire i tre scenari possibili (peggiore, migliore e più probabile). La coerenza dell'operazione e degli scenari è garantita dal riferimento alle matrici di impatto.

- *Scenario development*: è la parte conclusiva della procedura di previsione, in cui le proiezioni dei fattori chiave sono assemblate per determinare gli scenari evolutivi del sistema.

Successivamente si analizzeranno congiuntamente lo stato presente ed i possibili stati futuri, allo scopo di individuare le strategie di intervento necessarie a favorire gli sviluppi auspicabili ed evitare gli scenari peggiori. La strategia deve essere robusta e comprendere misure da attuare nel breve, medio e lungo termine.

In CARE-W sono stati implementati 16 fattori chiave predefiniti, riferiti all'intero sistema o a parti di esso, molti dei quali sono informazioni di contesto sul servizio idrico. Il numero totale di *key factors* adottabili è di 20, per limitare la complessità computazionale delle matrici di impatto.

Per guidare l'utente nell'esecuzione della procedura sin qui descritta è stato inserito in CARE-W un tool specifico, il *Rehab Scenario Writer*, che conduce preliminarmente l'analisi di consistenza dei dati di input invitandolo a modificare quelli che dovessero risultare incoerenti. Viene dunque prodotto un file di output sulla base del quale verrà ultimata la rimanente parte della procedura.

### 6.6.3. Il Survival model

Il processo di invecchiamento dei tubi si può descrivere matematicamente in termini di probabilità di transizione da uno stato "buono" ad uno "cattivo" (rottura, malfunzionamento, fine vita utile), in funzione dell'età del tubo stesso, in dipendenza del materiale e dello stress meccanico.

Tali probabilità di transizione sono correlate alle probabilità di sopravvivenza ed alle aspettative di vita, esprimibili sulla base delle distribuzioni Normale, di Gumbel, di Weibull e di Hertz, da cui si possono derivare i seguenti quattro tipi di funzioni (Figura 6.4):

- Distribuzione di densità di probabilità della durata di vita della tubazione,  $f(t)$ : definita per valori positivi dell'età  $t$ ; ha forma di "campana" simmetrica o inclinata a sinistra.
- Funzione di sopravvivenza,  $1-F(t)$ : cumulata della  $f(t)$ , esprime la percentuale di elementi (tubi) di una certa categoria che raggiunge una data età  $t$ .
- Tasso di rottura o di rinnovo necessario della rete,  $f(t)/(1-F(t))$ : lega la percentuale di elementi che ad una certa data hanno raggiunto la fine della loro vita di servizio, con la percentuale di tubi che sopravvivono a quella data. Il tasso di riabilitazione necessario parte da zero, ha derivata prima positiva inizialmente crescente, poi decrescente, fino a raggiungere asintoticamente il valore massimo.

- Aspettativa di vita residua  $R(t)$ : parte dal valore medio, decresce linearmente all'inizio, poi con derivata (negativa) decrescente, fino a tendere asintoticamente ad un valore prossimo allo zero.

Queste funzioni sono ricomprese nella cornice del KANEW, implementato in CARE-W nel tool *Rehab Strategy Evaluator*.

È possibile calibrare le funzioni di invecchiamento agendo sui tre parametri:

- Fattore di invecchiamento  $a$ : per elevati valori di  $a$  il processo di invecchiamento inizia gradualmente; per  $a=0$  il tasso di rottura passa bruscamente da zero ad un valore che si mantiene costante per tutta la vita del gruppo di tubi.
- Fattore di rottura  $b$ : è il tasso di rottura finale (asintotico).
- Tempo di resistenza  $c$ : il lasso di tempo massimo, successivo alla data di entrata in servizio, durante il quale non sono necessari interventi di riabilitazione.

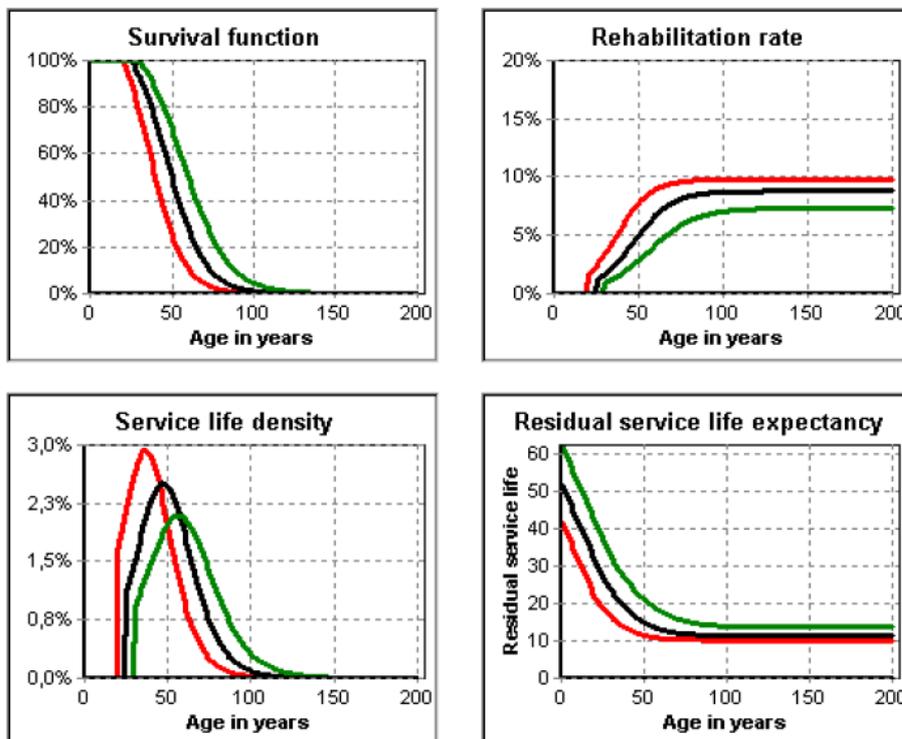


Figura 6.4. Esempi di funzioni d'invecchiamento.

### 6.6.3. Il Rehab Strategy Manager

Per condurre l'analisi strategica delle opzioni di riabilitazione, basata sulla simulazione dei relativi effetti, è stato sviluppato il software *Rehab Strategy Manager*, tool di CARE-W che costituisce una versione migliorata di Kanew interfacciata allo Scenario Writer ed al Rehab Strategy Evaluator. Il software permette di prevedere le necessità d'intervento per specifiche categorie di tubo, di definire i programmi di riabilitazione annui per qualunque periodo di pianificazione pluriennale, nonché di calcolarne gli effetti durante il periodo di pianificazione ed oltre.

Gli elementi essenziali del Rehab Strategy Manager sono:

- Definizione dei tipi di asset e delle funzioni di sopravvivenza: oltre alle informazioni su materiale, diametro, pressione d'esercizio, tipo di giunti, pratiche anticorrosive, servono anche numero e lunghezza dei periodi di riabilitazione e comportamento nei riguardi dell'invecchiamento (tramite analisi preliminari alla definizione delle categorie di asset). I parametri delle funzioni di sopravvivenza sono definiti in automatico, inserendo direttamente media e deviazione standard della vita dei tubi di una certa categoria, ovvero l'età raggiunta dal 100% (tempo di resistenza, durante il quale possono essere necessari esclusivamente interventi localizzati), 50% (vita di servizio media) e 10% (elementi più resistenti della categoria) dei tubi. L'origine del processo di invecchiamento è l'anno di installazione o riabilitazione. E' bene che una categoria non comprenda meno dell'1% dell'asset.
- Creazione o importazione del database di rete: l'inserimento dei dati può avvenire manualmente o tramite file in formato .csv (*comma separated values*).
- Previsione delle necessità di riabilitazione: può condursi tenendo conto o meno di uno specifico programma di interventi riabilitativi. Si perviene, tra l'altro, alla lunghezza, al numero di asset su cui intervenire ed ai tassi (percentuali) di riabilitazione necessari, sulla base delle aspettative di vita delle varie categorie.
- Specificazione di un programma d'intervento che impieghi le azioni possibili (riabilitazione, interventi localizzati, sostituzione, ripristino dei rivestimenti, interventi no-dig, interventi con apertura di trincee, coordinamento con altri lavori, materiali da adoperare, ecc.).
- Previsione degli effetti delle azioni programmate: durante il programma d'intervento i tassi di riabilitazione sono fissati ed occorre prevederne solo gli effetti. Oltre il periodo di riabilitazione vanno previsti anche i tassi, mediante riassegnazione degli obiettivi non pienamente raggiunti alla fine del periodo.

- Quantificazione degli effetti in termini monetari: i costi unitari diretti ed i prezzi possono essere inseriti tramite un'apposita maschera; i costi indiretti sono considerati tramite i costi dei fattori sociali che vanno scelti di conseguenza. Possono essere stimati, oltre ai costi degli investimenti, anche i risparmi dovuti alle rotture ed alle perdite evitate.
- Comparazione dei costi e dei benefici dei programmi di riabilitazione: poiché gli investimenti comportano una spesa immediata (all'atto dell'esecuzione di ogni singolo intervento), mentre i benefici si colgono in un secondo tempo, occorre renderli omogenei calcolandone, ad esempio, l'accumulazione iniziale e determinando l'IRR degli investimenti. È auspicabile che l'IRR sia almeno tre punti percentuali maggiore del tasso d'inflazione.

Si perviene tra l'altro, oltre ai risultati in parte visti in precedenza, anche al tasso annuo di perdite e di rotture per categoria di tubi, alle aspettative di vita di servizio residua, ai costi annui di riparazione, ai risparmi economici dovuti alla riduzione delle rotture e delle perdite.

#### 6.6.4. Rehab Strategy Evaluator

Il *Rehab Strategy Evaluator* tool applica un procedura, di comparazione e classificazione delle alternative (*Balancing and Ranking Procedure*, BRP), basata sul confronto di coppie di opzioni, per ciascuna delle quali vengono valutati i vantaggi e gli svantaggi relativi. La procedura parte da una matrice di impatto, "*outranking matrix*". Ciascun criterio  $C_i$  porta ad un ordine delle opzioni  $P_j$ , in genere diverso per ogni criterio; la matrice d'impatto, all'intersezione della riga dell'opzione  $P_j$  con la colonna della  $P_j$ , riporta il numero di criteri rispetto ai quali  $P_j$  è preferibile a  $P_j$ .

Generata la matrice, le opzioni vanno riordinate pervenendo ad una matrice triangolare, tale che la somma degli elementi sopra la diagonale principale sia massima. Da ciò deriva che l'ordine delle righe della matrice fornisce la classifica preliminare delle opzioni, che va affinata tenendo conto dei vantaggi e degli svantaggi di ogni alternativa, tramite un processo di bilanciamento.

Si introduce pertanto una tabella di vantaggio/svantaggio, con un numero di righe pari al numero dei criteri  $C_i$  e un numero di colonne pari ai possibili confronti di alternative di intervento, a coppia  $P_j/P_j$ . All'intersezione della riga di  $C_i$  con la colonna  $P_j/P_j$ , è riportato un coefficiente  $A_{P_j C_i}$  ovvero  $D_{P_j C_i}$  che esprime il vantaggio ovvero lo svantaggio nel preferire  $P_j$  a  $P_j$  in relazione al criterio  $C_i$ . In basso alla tabella vengono riportate, per ogni colonna, le  $\Sigma A_i$  e le  $\Sigma D_i$ : se risulta  $\Sigma A_i > \Sigma D_i$  allora  $P_j$  è strettamente superiore a  $P_j$ , viceversa  $P_j$  è da preferirsi a  $P_j$ .

A questo punto si può scrivere la matrice ad elementi binari di compatibilità  $\underline{C}$  che riporta, all'intersezione della riga di  $P_i$  con la colonna di  $P_j$ , un 1 se  $P_i$  è strettamente preferibile a  $P_j$ , oppure uno 0 nel caso opposto. La matrice di compatibilità triangolare  $\underline{C}^{Tr}$  fornirà l'ordine di preferenza definitivo delle opzioni.

In CARE-W, per il confronto delle opzioni strategiche, possono essere adottati fino a 10 criteri al massimo, in particolare nel Rehab Strategy Evaluator sono stati implementati i seguenti criteri decisionali:

- Tasso di riabilitazione della rete [%].
- Età media della rete [anni].
- Vita di servizio residua della rete [anni].
- Tasso di rottura [no. rotture/km/anno].
- Tasso di perdita [ $m^3/km/h$ ].
- Risparmi per riduzione di rotture [€].
- Risparmi per riduzione di perdite [€].
- Costo degli investimenti [€].
- Anno di break even [anno].
- IRR [%].

La procedura sin qui descritta è condotta dal Rehab Strategy Evaluator, che indica all'utente se si verificano delle incongruenze nelle operazioni di ranking (situazioni del tipo  $P1 > P2 > P3 > P1$ ), e cosa fare per evitarle.

### 6.7. Water Network Rehabilitation Manager Software

Il nucleo del progetto CARE-W è il Rehabilitation Manager (Figura 6.8), software che consiste in un database centrale realizzato con MS Access 2000 in linguaggio Visual Basic 6.0, e presenta le seguenti caratteristiche:

- Costituisce il "luogo" di archiviazione e di riferimento per tutti i dati essenziali alle applicazioni della suite.
- Accetta dati di input in formato predefinito.
- Converte automaticamente i dati di input nelle unità di misura adoperate dai tool della suite (se differenti da quelle previste nel database centrale).
- Esegue controlli di base sulla correttezza dei dati di input.
- Permette all'utente l'utilizzo dei tool di CARE-W, creando i file di input per i tool stessi a partire dai dati contenuti nel database ed archiviando i risultati delle elaborazioni.
- Presiede al flusso di dati ed informazioni dal database centrale ai tool e viceversa.

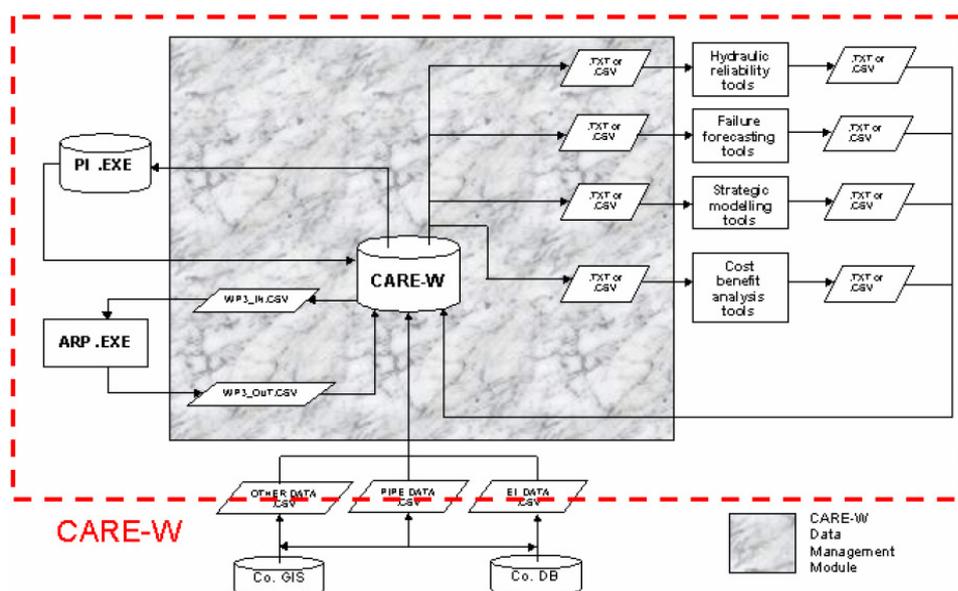


Figura 6.8. Struttura del Rehabilitation Manager.

L'importazione dei dati in CARE-W avviene attraverso:

- File in formato CSV, ad esempio database della rete e dati di manutenzione.
- File prodotti da strumenti di analisi, ad esempio in formato SDF/MDF.
- File GIS, quali gli shape file di ArcView.

I tool (PI, FAIL, REL, ecc.) sono accessibili da un apposito menu, e per ciascuno di essi sono possibili le azioni seguenti:

- Accesso all'*help* del generico tool.
- Generazione dei file di input dai dati del database del progetto, che possono essere visualizzati, verificati e modificati dall'utente prima delle fasi successive.
- Esecuzione del tool.
- Archiviazione dei risultati nel database centrale.

L'utente viene informato dell'esito di ogni processo di trasferimento di dati di input e dei risultati delle elaborazioni. La suite supporta come input anche file generati da modelli idraulici come EPANET.

I dati ed i risultati delle elaborazioni relative ad un progetto, possono visualizzarsi in forma GIS, tabellare o di grafico, mediante le funzioni di *reporting* di uno specifico menu. I report tabulari sono generati con MS Excel,

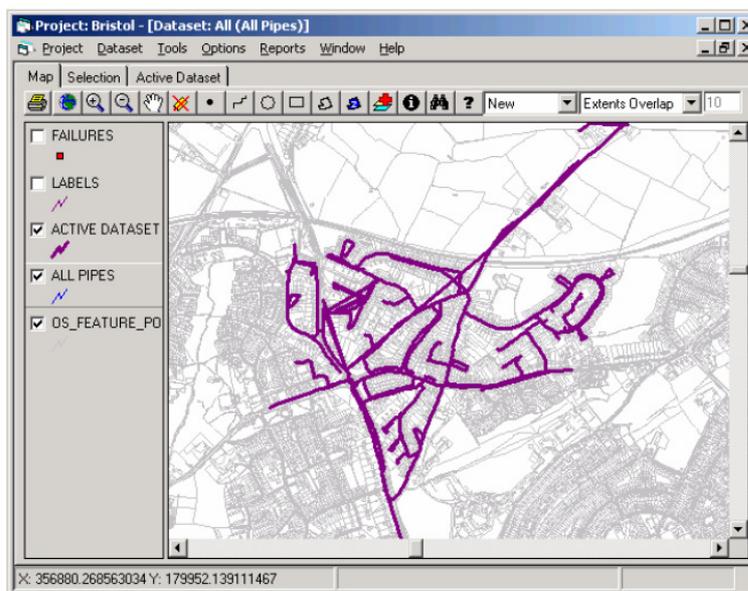
possono dunque essere salvati e rielaborati in qualunque momento. Gli utenti più esperti possono realizzare dei report personalizzati con MS Access.

I report di default che è possibile scegliere sono:

- *Strategic Planning - global budget report*: contiene la strategia di riabilitazione ed il budget relativo.
- *Project summary - current performance report*: riassume gli indicatori di performance PI per un dato progetto.
- *Dataset summary*: riporta tutte le informazioni relative allo stato attuale del *dataset* ante-riabilitazione.
- *Dataset failure forecasting results*: riporta i dati dei FAIL-tool.
- *Dataset PI report*: riassume i PI del *dataset* attivo.
- *Dataset pipe rehabilitation plan*: riporta i risultati delle analisi condotte dal modulo ARP.

I layer standard del GIS viewer sono:

- *All pipes* (vengono visualizzati tutti i tubi) (Figura 6.9).
- *Labels* (etichette dei tubi).
- *Failures* (dati di rottura dei tubi).
- *Active Dataset* (assets attualmente oggetto di studio: l'intera rete, un distretto o un gruppo di tubi).
- *Active layer* (layer attivo, che coincide con uno dei layer di default).

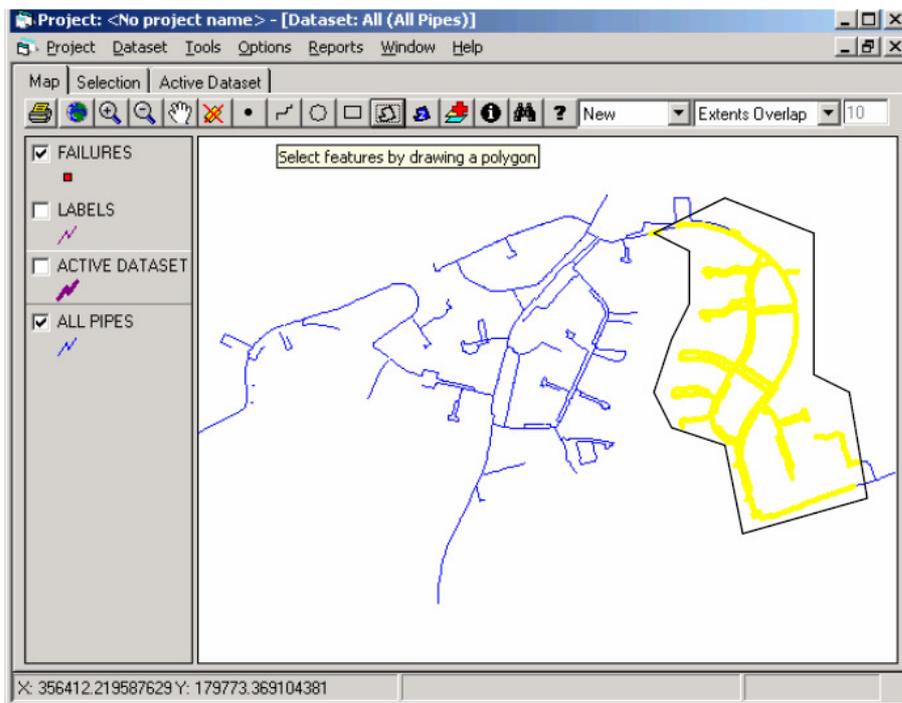


**Figura 6.9.** Layer di default *All pipes*.

Un *dataset* è un gruppo di tubi definito dall'utente, rispetto al quale vengono eseguite le analisi e le simulazioni. I *dataset* possono essere di tre tipi: *network* (l'intera rete), *sector*, *cluster*. Per *sector* si intende un insieme di tubi, tipicamente un'unità operativa ovvero un distretto di rete. Un *cluster* è invece un gruppo di tubi, appartenenti o meno ad un unico *sector*, con delle caratteristiche comuni (età, materiale, ecc.).

Il *GIS viewer* può visualizzare due tipi di risultati:

- L'opzione *Pipe* visualizza i risultati delle analisi per ciascun tubo (risultati della failure forecasting, di modellazioni idrauliche, dell'ARP tool).
- L'opzione *Sector* visualizza risultati non specifici dei singoli tubi, ma relativi ad una zona della rete (*dataset*) definita dall'utente (ad esempio risultati di un'analisi di pianificazione strategica). I contorni del *dataset* sono impostabili dalla toolbar del *GIS viewer* (Fig. ), oppure con l'opzione *Automatically generate polygon* del *Dataset menu*.



**Fig. 6.10.** Selezione di un dataset dall'apposito comando del GIS viewer.



# Approccio head-driven alla simulazione idraulica delle reti

### 7.1. Generalità sui modelli di simulazione

I modelli di simulazione sono modelli matematici – sistemi di equazioni che descrivono i fenomeni fisici in atto nel sistema – che consentono di verificare il funzionamento della rete idrica, ovvero di determinare i valori delle portate circolanti nei lati e delle quote piezometriche nei nodi, in funzione: delle portate erogate ai nodi per soddisfare le domande delle utenze; delle condizioni al contorno di alimentazione della rete (livelli nei serbatoi, curve caratteristiche delle operatrici eventualmente presenti, ecc.), delle caratteristiche geometriche (diametri interni) ed idrauliche delle condotte (scabrezze).

Indipendentemente dal modello adottato, l'attendibilità dei risultati delle simulazioni idrauliche dipendono dalla precisione con cui sono descritte la rete (diametri interni, lunghezza e scabrezza effettiva delle condotte, connessione topologica delle stesse, quote topografiche dei nodi, caratteristiche delle pompe, stato delle valvole, ecc.) e la condizione di funzionamento presa in considerazione (grado di apertura delle valvole di regolazione, stato di apertura delle valvole di intercettazione, portate erogate ai nodi, livelli nei serbatoi, ecc.).

Alcuni dei suddetti elementi sono, o almeno dovrebbero essere, noti con buona precisione, segnatamente: lunghezze delle condotte, stato di apertura delle valvole di intercettazione e di regolazione, quote topografiche dei nodi, caratteristiche delle operatrici, livelli nei serbatoi; anche i diametri noti con buona approssimazione, a meno delle riduzioni a cui sono soggetti nel corso del tempo, per via delle eventuali incrostazioni e tuberculizzazioni (nel caso delle condotte metalliche), in particolari condizioni di esercizio.

Altri elementi non sono invece noti con sufficiente precisione: la scabrezza delle condotte, le perdite idriche lungo le condotte, le portate erogate, concentrate ai nodi, nei vari scenari di funzionamento.

La scabrezza dovrebbe inoltre tenere in qualche modo conto dei numerosi allacciamenti e delle varie cause di perdita di carico localizzata (*Curto et al.*, 2003).

Affinché un modello di simulazione fornisca risultati aderenti alla realtà dei fenomeni fisici che avvengono nella rete, è necessario valutare le caratteristiche incognite del sistema, tarandone opportunamente i valori, ovvero calibrare il modello. Le procedure di calibrazione si basano sull'elaborazione di misure di pressione e portate circolanti relative a varie condizioni di funzionamento, effettuate in punti della rete opportunamente scelti, e sul confronto con i corrispondenti valori forniti dal modello, ed hanno l'obiettivo di ridurre al minimo gli scarti fra le misure ed i valori simulati.

È opportuno sottolineare che i modelli di simulazione sono classicamente basati sull'ipotesi, assolutamente non secondaria, che qualunque sia la domanda delle utenze essa venga interamente soddisfatta, ovvero che la somma delle portate richieste dalle utenze – concentrate nei nodi della rete – sia pari alla portata complessivamente immessa in rete dai serbatoi che la alimentano, a meno delle perdite idriche – in fase di progetto queste vengono comunemente trascurate, anche se sarebbe più opportuno considerare almeno le perdite inevitabili tipiche di reti ben gestite (unavoidable annual real losses, UARL, Capitolo 4) – le portate erogate ai singoli nodi sono dunque imposte quali dati del problema.

### 7.2. Equazioni di una rete di distribuzione in condizioni di moto permanente

Una rete di condotte in pressione è schematizzata essenzialmente con i seguenti elementi:

- Lati: condotte di diametro, scabrezza e portata costanti, i cui estremi costituiscono due nodi della rete, con indice  $i$  ed in numero pari ad  $L$ .
- Nodi esterni: nodi di quota piezometrica nota a priori, per la presenza di un serbatoio (di una stazione di sollevamento o di un altro dispositivo), ed indipendente dalle portate circolanti in rete, con indice  $j$  ed in numero pari ad  $S$ .
- Nodi interni: nodi di quota piezometrica funzione delle portate circolanti in rete (in quanto non coincidenti con alcun elemento di quota piezometrica fissata), con indice  $j$  ed in numero pari ad  $N$ .
- Percorsi: gruppi di lati consecutivi che uniscono due nodi.

- Maglie: insieme di due percorsi distinti aventi gli stessi nodi di estremità.
- Maglie indipendenti: maglie non ottenibili dalla combinazione delle altre maglie della rete, con indice  $k$  ed in numero di  $M$ .
- Maglie virtuali: costituite da percorsi singoli che collegano due nodi esterni, con indice  $k$  ed in numero pari ad  $S-1$ .

Per ogni rete di condotte – anche se aperta, per cui  $M=0$  – vale la seguente relazione:

$$L = M + N + S - 1 \quad (7.1)$$

Il moto permanente dell'acqua all'interno di una rete di condotte è governato da un sistema di equazioni, costituito dalle equazioni del moto lungo i lati della rete (esprimenti il bilancio energetico) e dalle equazioni di continuità nei nodi (che esprimono il bilancio di massa).

L'equazione del moto per il lato  $i$ -esimo può essere posta nella seguente forma monomia:

$$h_{im} - h_{iv} = K_i \frac{q_i^m}{D_i^n} l_i \quad (7.2)$$

in cui:  $h_{im}$  ed  $h_{iv}$  sono, rispettivamente, le quote piezometriche del nodo di monte e di valle, della condotta, in base al verso del flusso ipotizzato;  $K_i$  è il coefficiente che tiene conto della scabrezza della condotta;  $q_i$  è la portata circolante;  $D_i$  ed  $l_i$  sono, rispettivamente, il diametro e la lunghezza della condotta; gli esponenti  $m$  ed  $n$  dipendono dal regime di moto.

La (7.2) si può sinteticamente scrivere come:

$$h_{im} - h_{iv} = r_i q_i^m \quad (7.3)$$

avendo indicato con  $r_i$  la resistenza idraulica del lato, ovvero la perdita di carico  $\Delta h$  per portata unitaria:

$$r_i = K_i \frac{l_i}{D_i^n} \quad (7.4)$$

In forma generale si può scrivere:

$$-\sum_{j=1}^{N+S} a_{ij} h_j = r_i q_i^m \quad \forall i \in (1, 2, \dots, L) \quad (7.5)$$

dove il pedice  $j$  indica il  $j$ -esimo nodo della rete, ed  $a_{ij}$  è un coefficiente numerico pari ad 1 se il nodo  $j$  è l'estremo di valle del lato  $i$ , a 0 se il nodo non appartiene al lato, ed a -1 se il nodo  $j$  è l'estremo di monte del lato.

Le  $N$  equazioni di continuità, una per ciascun nodo interno, possono essere similmente scritte nella forma:

$$\sum_{i=1}^L a_{ij} q_i + Q_j = 0 \quad \forall j \in (1, 2, \dots, N) \quad (7.6)$$

Alla portata circolante nel lato  $i$ -esimo,  $q_i$ , si attribuisce segno positivo se il verso per essa ipotizzato è entrante nel nodo  $j$ , negativo se uscente. La stessa convenzione è adottata per la portata  $Q_j$  scambiata dalla rete con l'esterno al nodo  $j$  (che, di norma, è un'erogazione alle utenze).

Le equazioni del moto e quelle di continuità costituiscono complessivamente il seguente sistema di  $L+N$  equazioni:

$$\begin{cases} -\sum_{j=1}^{N+S} a_{ij} h_j = r_i q_i^m \\ \sum_{i=1}^L a_{ij} q_i + Q_j = 0 \end{cases} \quad (7.7)$$

Tale sistema di equazioni è lineare nelle quote piezometriche incognite  $h_j$ , ma non nelle portate circolanti incognite  $q_i$ , il cui esponente  $m$  è compreso fra 1,75 e 2 a seconda del regime di moto turbolento.

Il sistema delle equazioni del moto (7.5) si può esprimere nella seguente forma matriciale:

$$-A \cdot \mathbf{h} = \mathbf{D} \cdot \mathbf{q} \quad (7.8)$$

in cui:  $\mathbf{A}$  è la matrice  $[L \times (N+S)]$  di connessione lati-nodi, i cui elementi sono i coefficienti  $a_{ij}$ ;  $\mathbf{h}$  è il vettore  $[N+S]$  delle quote piezometriche  $h_i$ ;  $\mathbf{q}$  è il vettore  $[L]$  delle portate circolanti  $q_j$ ;  $\mathbf{D}$  è una matrice diagonale  $[L \times L]$ , i cui elementi non nulli, ciascuno corrispondente ad uno degli  $L$  lati della rete, hanno l'espressione:

$$d_i = r_i |q_i|^{m-1} \quad (7.9)$$

Poiché i coefficienti  $d_i$  sono positivi, la portata assume il segno del dislivello ( $h_{im}-h_{iv}$ ), essendo i nodi di monte e di valle del lato  $i$ -esimo determinati dal verso di percorrenza positivo prefissato.

Le equazioni (7.8) sono solo formalmente lineari, in quanto i coefficienti delle portate  $d_i$  sono funzioni delle portate stesse.

Per separare i termini noti e le incognite si decompone il vettore  $\mathbf{h}$  dei carichi nodali, nei vettori  $\mathbf{h}_N$  [N] ed  $\mathbf{h}_S$  [S], delle quote piezometriche nei nodi interni (incognite) ed esterni (note), rispettivamente. Similmente si decompone la matrice  $\mathbf{A}$  nelle due matrici  $\mathbf{A}_N$  [L×N] ed  $\mathbf{A}_S$  [L×S].

Si può dunque scrivere:

$$-(\mathbf{A}_N \cdot \mathbf{h}_N + \mathbf{A}_S \cdot \mathbf{h}_S) = \mathbf{D} \cdot \mathbf{q} \quad (7.10)$$

Le equazioni di continuità (7.6) si possono porre nella forma matriciale:

$$\mathbf{A}_N^T \cdot \mathbf{q} + \mathbf{Q} = \mathbf{0} \quad (7.11)$$

in cui  $\mathbf{Q}$  è il vettore [N] delle domande  $Q_j$  nei nodi interni.

Il sistema completo (7.7) può essere risolto in due fasi, riconducendolo con opportune sostituzioni ad un sistema ridotto di  $L$  equazioni nelle  $L$  portate circolanti incognite  $q_i$ , che una volta determinate e sostituite nelle equazioni del moto consentono di ricavare le quote piezometriche incognite.

È possibile anche ricondursi ad un altro sistema ridotto, di  $N$  equazioni nelle  $N$  quote piezometriche incognite  $h_j$  (Curto *et al.*, 2003).

### 7.3 Sistema ridotto nelle portate circolanti

Individuate  $M$  maglie indipendenti ed  $S-1$  maglie virtuali, e stabilito un verso di percorrenza positivo per ciascuna di esse, si scrive l'equazione del moto lungo ogni maglia, sommando algebricamente membro a membro le equazioni del moto (7.5) lungo i lati della maglia, con riferimento ai versi di riferimento positivi assunti per la maglia e per i lati che la costituiscono.

Lungo le maglie ordinarie la somma algebrica dei dislivelli piezometrici deve ovviamente essere nulla, mentre per le maglie virtuali essa deve essere uguale alla differenza delle quote piezometriche dei due nodi esterni di estremità:

$$\sum_{i=1}^L \delta_{ki} \sum_{i=1}^L d_i q_i = 0 \quad \forall k \in (1, 2, \dots, M) \quad (7.12)$$

$$\sum_{i=1}^L \delta_{ki} \sum_{i=1}^L d_i q_i = - \sum_{i=1}^L \delta_{ki} \sum_{j=N+1}^{N+S} a_{ij} h_j \quad \forall k \in (1, 2, \dots, S-1) \quad (7.13)$$

dove  $\delta_{ki}$  è pari ad 1 se il lato  $i$ -simo della maglia  $k$ -esima ha verso concorde con essa; -1 se il lato ha verso discorde da quello della maglia di afferenza considerata; 0 se il lato non appartiene affatto alla maglia  $k$ .

Il sistema completo (7.7) è stato così ricondotto al seguente sistema ridotto scritto in forma matriciale:

$$A_N^T \cdot \mathbf{q} + \mathbf{Q} = \mathbf{0} \quad (7.14.a)$$

$$\mathbf{C} \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{q} + \mathbf{C} \cdot \mathbf{A}_S \cdot \mathbf{h}_S = \mathbf{0} \quad (7.14.b)$$

il quale è formato da  $L=N+(M+S-1)$  equazioni nelle sole incognite portate circolanti  $q_i$  (anch'esse in numero pari ad  $L$ ). Nella (7.14.b),  $\mathbf{C}$  è la matrice  $[(M+S-1) \times L]$  di connessione maglie-lati, i cui elementi sono i coefficienti  $\delta_{ki}$ .

#### 7.4. Modelli di simulazione

Come già detto, la simulazione del funzionamento della rete consiste nella determinazione delle  $L$  portate circolanti nei lati e delle  $N$  quote piezometriche dei nodi interni, date le caratteristiche geometriche ed idrauliche delle condotte, le portate erogate ai nodi – le portate erogate lungo i lati che fanno anche servizio lungo il percorso, vengono infatti ricondotte a portate equivalenti concentrate nei nodi – e le quote piezometriche dei nodi esterni (nodi di alimentazione della rete).

Il problema della simulazione idraulica di una rete è determinato in quanto il numero delle equazioni del sistema (7.7) è pari al numero delle incognite,  $L+N$ , ma data la non linearità delle equazioni del moto è necessario adottare un metodo di soluzione iterativo.

I vari metodi di soluzione messi a punto nel corso degli anni sono praticamente tutti riducibili ai seguenti tre: metodo di *Hardy-Cross* (1936), che ad ogni iterazione risolve ciascuna equazione in maniera indipendentemente dalle altre, si presta pertanto anche al calcolo manuale (ovvero mediante foglio

di calcolo, in vero praticabile solo per reti di dimensioni molto limitate); metodo di Newton-Raphson (*Martin e Peters*, 1963) e metodo dell'Analisi lineare (*Wood e Charles*, 1972), che impongono il ricorso ad un calcolatore elettronico, in quanto operano simultaneamente su tutte le equazioni ad ogni iterazione.

Il sistema completo, come già detto, è riconducibile ad un sistema ridotto di  $L$  equazioni nelle  $L$  portate circolanti incognite  $q_i$ . Il vantaggio di risolvere il sistema ridotto consiste evidentemente nel fatto che il metodo iterativo scelto va applicato ad un numero di equazioni minore di quello del sistema completo.

L'applicazione di metodi iterativi di soluzione al sistema ridotto nei carichi ai nodi, nonostante consenta di trattare il minor numero di equazioni possibile ( $N$  equazioni, negli  $N$  carichi nodali incogniti), non ha avuto nel nostro paese la stessa fortuna dell'applicazione al sistema ridotto nelle portate circolanti.

Ciò è in parte spiegato dai problemi numerici che possono insorgere:

- il metodo di Hardy-Cross presenta infatti problemi di convergenza quando in uno o più lati il dislivello piezometrico è prossimo a zero;
- col metodo di Newton-Raphson invece ci si può imbattere in una empassa se, nel corso del processo iterativo, in un lato il dislivello piezometrico diventa prossimo a zero: in tale caso infatti la matrice diagonale  $\mathbf{G}$  (i cui elementi non nulli sono  $g_i = r_i^{1/m} |h_{im} - h_{iv}|^{1-1/m}$ ), che interviene nel procedimento in luogo della matrice  $\mathbf{D}$ , non può essere invertita (*Curto et al.*, 2003).

Fra i metodi di verifica va infine ricordato il metodo proposto da *Todini* (1979), denominato "metodo del gradiente", basato sulla minimizzazione della energia totale dissipata nella rete, ormai largamente impiegato da molti modelli di simulazione (è oggi probabilmente il metodo più diffuso in assoluto) quali il popolarissimo software di pubblico dominio Epanet-2 (*Rossman*, 2000) sviluppato presso la United States Environmental Protection Agency.

A partire dalla minimizzazione della dissipazione di energia lungo le condotte della rete, *Todini* perviene ad un algoritmo ricorsivo basato su due equazioni matriciali riconducibili alle equazioni del moto lungo i lati ed alle equazione di continuità ai nodi, simile a quello ottenuto da *Shamir*, ma più stabile e di più rapida convergenza.

In ultima analisi, il metodo del gradiente riconduce il problema di verifica del funzionamento idraulico della rete, alla soluzione di un numero limitato di sistemi di equazioni lineari nei carichi ai nodi, risolti col metodo del gradiente coniugato di *Hestness e Stiefel*.

Il metodo è sempre convergente indipendentemente dalla soluzione di primo tentativo; non è infatti necessario definire il problema in termini di maglie, e ciò evita a priori la possibilità di ricadere in schemi non convergenti, a

differenza del metodo di Cross, ad esempio, la cui stabilità, da un'analisi condotta da Cao, risulta condizionata dalla scelta delle maglie indipendenti.

### 7.4.1. Metodo di Hardy-Cross

È un metodo iterativo che consiste nella scelta di una distribuzione di portate incognite di primo tentativo,  $q^{(1)}$ , e nella successiva correzione di queste portate fino al raggiungimento della precisione voluta.

La particolarità del metodo consiste nel fatto che le correzioni da apportare alle portate, ad ogni iterazione, sono calcolate considerando le equazioni una alla volta indipendentemente dalle altre.

La distribuzione di portate circolanti congruenti di primo tentativo  $q_i^{(1)}$ , si ricava dalle  $N$  equazioni di continuità fissando arbitrariamente  $L-N=M+S-1$  portate (una per ciascuna delle  $M+S-1$  maglie).

Questa distribuzione di portate non è ovviamente però bilanciata, in quanto non rispetta il bilancio di energia lungo le maglie. Considerando una alla volta le equazioni alle maglie, si procede pertanto alla correzione di tutte le portate  $q_i^{(1)}$  della maglia  $k$ -esima considerata, della stessa quantità  $u_k$  che si ottiene risolvendo l'equazione del moto lungo la maglia (7.12) o (7.13) (a seconda che si tratti di maglia ordinaria o virtuale), in funzione della  $u_k$  stessa, previa sostituzione delle  $q_i^{(1)}$  con le  $(q_i^{(1)} + u_k)$  (si rammenta che i termini  $d_i$  che figurano nella (7.12) e nella (7.13) sono funzione delle  $q_i$ ).

Dallo sviluppo in serie di Taylor dell'equazione del moto lungo la generica maglia, arrestato al primo termine, dopo alcuni passaggi si ottengono le seguenti espressioni di  $u_k$  per le maglie e le pseudo-maglie, rispettivamente:

$$u_k^{(1)} = - \frac{\sum_{i=1}^L \delta_{ki} \sum_{i=1}^L r_i |q_i^{(1)}|^{m-1} q_i^{(1)}}{m \sum_{i=1}^L |\delta_{ki}| \sum_{i=1}^L r_i |q_i^{(1)}|^{m-1}} \quad (7.15)$$

$$u_k^{(1)} = - \frac{\sum_{i=1}^L \delta_{ki} \sum_{i=1}^L r_i |q_i^{(1)}|^{m-1} q_i^{(1)} + \sum_{i=1}^L \delta_{ki} \sum_{j=N+1}^{N+S} a_{ij} h_j}{m \sum_{i=1}^L |\delta_{ki}| \sum_{i=1}^L r_i |q_i^{(1)}|^{m-1}} \quad (7.16)$$

Corrette le portate di primo tentativo di ciascuna maglia della quantità  $u_k$  corrispondente, si perviene ad una nuova distribuzione di portate  $q_i^{(2)}$  di secondo

tentativo, sempre congruente ma, per via dell'approssimazione dovuta all'arresto al primo termine dello sviluppo in serie, non ancora bilanciata.

A partire dalle portate di secondo tentativo si reitera dunque il procedimento.

La portata circolante  $i$ -esima dopo l'iterazione  $n$ -esima è:

$$q_i^{(n+1)} = q_i^{(n)} + \delta_{ki} u_k^{(n)} \quad (7.17)$$

Se un lato è comune a più maglie, alla portata relativa si applicano le correzioni di tutte le maglie a cui esso afferisce, secondo il verso del lato rispetto alle maglie:

$$q_i^{(n+1)} = q_i^{(n)} + \sum_{k=1}^{N+S-1} \delta_{ki} u_k^{(n)} \quad (7.18)$$

In forma matriciale:

$$\mathbf{q}^{(n+1)} = \mathbf{q}^{(n)} + \mathbf{C}^T \cdot \mathbf{u}^{(n)} \quad (7.19)$$

Le iterazioni si arrestano quando, per ogni maglia, lo sbilanciamento (somma delle perdite di carico lungo la maglia) e la portata correttiva sono trascurabili.

#### 7.4.2. Metodo di Newton-Raphson

Sia dato un sistema di  $R$  equazioni non lineari nelle  $R$  incognite  $X_p$  ( $p = 1, 2, \dots, R$ ), poste nella forma  $f_r(\mathbf{X}) = 0$  (con  $r = 1, 2, \dots, R$ ), in cui le incognite sono le  $X_p$  componenti del vettore  $\mathbf{X}$ .

Si fissa un vettore delle incognite di primo tentativo  $\mathbf{X}^{(1)}$  di componenti  $X_p^{(1)}$  e partendo da questo punto si sviluppano in serie di Taylor, arrestata al primo termine, le  $R$  equazioni del sistema, ottenendo la seguente forma per l'equazione  $r$ -esima:

$$f_r(\mathbf{X}^{(1)} + \Delta\mathbf{X}^{(1)}) = f_r(\mathbf{X}^{(1)}) + \sum_{p=1}^R \left[ \partial f_r / \partial X_p \right]_{\mathbf{X}=\mathbf{X}^{(1)}} \cdot \Delta X_p^{(1)} = 0 \quad (7.20)$$

in cui  $\Delta\mathbf{X}^{(1)}$  è il vettore delle correzioni dei valori delle incognite, di componenti  $\Delta X_p^{(1)}$ .

In forma matriciale il sistema delle (7.20) è:

$$f(\mathbf{X}^{(1)} + \Delta\mathbf{X}^{(1)}) = f(\mathbf{X}^{(1)}) + \mathbf{J}(\mathbf{X}^{(1)}) \cdot \Delta\mathbf{X}^{(1)} = 0 \quad (7.21)$$

dove  $\mathbf{f}(\mathbf{X}^{(1)})$  è il vettore delle funzioni  $f_r(\mathbf{X})$  calcolate nel punto  $\mathbf{X}^{(1)}$  e  $\mathbf{J}(\mathbf{X}^{(1)})$  è la matrice  $[\mathbf{R} \times \mathbf{R}]$  delle derivate parziali  $[\partial f_r / \partial X_p]_{\mathbf{X}^{(1)}}$ , detto Jacobiano del sistema.

Risolto il sistema (7.21) si ottiene il vettore delle incognite di secondo tentativo, che non è ancora la soluzione esatta, in quanto nello sviluppo in serie ci si è fermati al primo termine. Il procedimento va quindi reiterato fino al raggiungimento della precisione voluta, ovvero finché le correzioni delle incognite non si ritengano trascurabili.

Per risolvere il sistema ridotto nelle portate circolanti, ad esempio, esattamente come fatto col metodo di Cross, si ricava anzitutto una distribuzione congruente di portate di primo tentativo  $q_i^{(1)}$ . Tale distribuzione non è però ovviamente bilanciata e bisogna dunque calcolare  $M+S-1$  portate correttive  $u_k^{(1)}$ , una per maglia.

È evidente che il vettore  $\mathbf{q}$  corrisponde al vettore  $\mathbf{X}$ , la somma delle perdite di carico lungo la maglia corrisponde alla  $f_r(\mathbf{X})$ , ed il vettore delle portate correttive  $\mathbf{C}^T \cdot \mathbf{u}$  corrisponde al vettore  $\Delta\mathbf{X}$ , infine lo Jacobiano del sistema si può porre nella forma  $\mathbf{J}(\mathbf{q}^{(1)}) = \mathbf{m} \times \mathbf{C} \times \mathbf{D}^{(1)}$ .

In ultima analisi, tenuto conto della (7.14.b), si perviene al sistema seguente:

$$m \mathbf{C} \mathbf{D}^{(1)} \mathbf{C}^T \mathbf{u}^{(1)} = -(\mathbf{C} \mathbf{D}^{(1)} \mathbf{q}^{(1)} + \mathbf{C} \mathbf{A}_s \mathbf{h}_s) \quad (7.22)$$

da cui si ottiene il vettore  $\mathbf{u}^{(1)}$  delle  $u_k^{(1)}$ , che sostituito nella (7.19) consente di ricavare la distribuzione di portate di secondo tentativo  $\mathbf{q}^{(2)}$ .

Il procedimento si reitera finché, per ogni maglia, lo sbilanciamento dei carichi e la portata correttiva siano trascurabili.

### 7.4.3. Metodo dell'analisi lineare

Questo metodo, proposto da Wood e Charles nel 1972, è basato su una linearizzazione meramente formale delle equazioni del moto secondo la (7.8). I termini  $d_i$  della matrice  $\mathbf{D}$  sono infatti funzione delle portate incognite  $q_i$ : ad ogni iterazione i termini  $d_i$  sono calcolati in funzione delle  $q_i$  ottenute dall'iterazione precedente.

Per determinare una distribuzione di portate di primo tentativo si pone  $d_i = r_i$ , il che equivale ad ipotizzare moto laminare in tutta la rete (nel qual caso sarebbe infatti  $m = 1$ ). Fatta questa posizione, dal sistema ridotto (7.14) si ricava

il vettore  $\mathbf{q}^{(1)}$  che è ovviamente congruente ma non bilanciato in quanto, essendo il moto in realtà turbolento,  $m \neq 1$  e  $d_i \neq r_i$ .

Sostituendo la relazione fra i vettori  $\mathbf{q}^{(1)}$  e  $\mathbf{q}^{(2)}$ , ovvero la (7.19) in cui  $n = 1$ , nell'equazione del moto lungo le maglie (7.14.b), si ottiene il seguente sistema lineare nelle incognite  $u_k^{(1)}$ :

$$\mathbf{C} \mathbf{D}^{(1)} \mathbf{q}^{(1)} + \mathbf{C} \mathbf{D}^{(1)} \mathbf{C}^T \mathbf{u}^{(1)} + \mathbf{C} \mathbf{A}_s \mathbf{h}_s = 0 \quad (7.23)$$

in cui la matrice  $\mathbf{D}^{(1)}$  è calcolata in base alle  $q_i^{(1)}$ .

Ottenuto il vettore delle correzioni  $\mathbf{u}^{(1)}$  si calcola il vettore  $\mathbf{q}^{(2)}$  mediante la (7.19), che non è ancora bilanciato e dunque si procede ad un'ulteriori iterazioni ricalcolando la matrice  $\mathbf{D}^{(n)}$  in funzione delle portate  $q_i^{(n)}$ , ricavando dalla (7.23) il vettore  $\mathbf{u}^{(n)}$  e dalla (7.19) il vettore  $\mathbf{q}^{(n+1)}$ , fino a raggiungere la precisione voluta.

## 7.5. Simulazioni di lungo periodo – Extended-Period Simulation, EPS

Abbiamo fino ad adesso considerato modelli di analisi del funzionamento delle reti in singoli stati di moto permanente (*steady-state*).

Questi modelli sono utili per simulare il comportamento della rete in specifici scenari di moto permanente (l'ora di picco del giorno di massimo consumo, ad esempio), ma vi sono numerose situazioni in cui non sono sufficienti a rappresentare i fenomeni fisici, che effettivamente si verificano in una rete di distribuzione, per cui è necessario ricorrere ad un approccio differente.

Un modello di calcolo in grado di effettuare simulazioni idrauliche di lungo periodo, può in particolare, determinare le portate circolanti ed i carichi piezometrici ai nodi del sistema di distribuzione durante il periodo di simulazione, al variare delle condizioni di esercizio (condizioni di alimentazione e domande di portata ai nodi – *demand pattern*).

L'extended period simulation è, in buona sostanza, una successione di simulazioni idrauliche stazionarie (*steady-state*) della rete, le cui condizioni al contorno vengono aggiornate per ciascuna simulazione sulla base dei risultati della precedente, in modo da tener conto della variazione delle richieste idriche, dei livelli variabili dei serbatoi, dello scheduling delle operatrici, ecc.

In una simulazione di lungo periodo, a differenza delle analisi di un singolo stato stazionario, per le quali i livelli dei serbatoi che alimentano la rete sono assunti costanti nel tempo, i livelli variano nel corso della la simulazione per

tener conto del bilancio dei volumi invasati (attraverso l'acquedotto esterno) ed in uscita dal serbatoio, verso la rete.

Durante ciascun intervallo di tempo in cui è suddivisa la simulazione: le portate sono assunte costanti; i livelli dei serbatoi – nodi di quota piezometrica nota, costanti durante intervallo – vengono aggiornati per continuità alla fine dell'intervallo, ed i valori aggiornati costituiscono le quote piezometriche note per l'intervallo successivo.

I parametri da definire per l'esecuzione di una simulazione di lungo periodo sono la durata degli intervalli in cui suddividere la simulazione, *time step*, e la durata complessiva della simulazione.

La durata della simulazione deve essere sufficientemente lunga da evidenziare gli eventi che si è interessati a studiare. Alcuni modelli adottano una durata della simulazione di 24 ore, nell'ipotesi che gli eventi che si verificano si succedano identicamente tutti i giorni successivi al primo.

Ciò tuttavia non è necessariamente sempre vero, le condizioni iniziali infatti influenzano significativamente i risultati della simulazione e soltanto considerando almeno un paio di giorni, si può essere abbastanza sicuri che i giorni seguenti si succedano sostanzialmente uguali al secondo.

Tuttavia alcuni problemi, in particolare quelli relativi al riempimento del serbatoio, possono manifestarsi solo dopo il secondo o il terzo giorno.

L'ampiezza del *time step* più opportuna dipende dalla scala temporale delle variazioni delle grandezze di interesse tipiche del sistema, e deve pertanto essere valutata specificamente per il sistema in studio.

Comunemente si considerano *time step* di 1 ora o 30 minuti. La scelta tuttavia deve basarsi sulla natura del problema in questione e sulla potenza di calcolo a disposizione: per grandi sistemi di distribuzione non molto scheletrizzati, simulazioni di lunga durata con brevi intervalli temporali tendono a dare risultati in tempi non brevi.

### 7.6. Modelli demand-driven e modelli pressure-driven

I modelli di calcolo idraulico, comunemente utilizzati per la verifica delle reti, utilizzano quasi sempre un approccio convenzionale di tipo *demand-driven* (*Demand Driven Analysis*, DDA), basato sull'assunzione che le portate  $Q_j$  erogate ai nodi siano pari alle portate richieste  $Q_{rj}$ , indipendentemente dalle pressioni in rete, nell'ipotesi implicita che le quote piezometriche nodali  $h_j$  (incognite del problema) siano sufficienti a soddisfarle.

Questi modelli forniscono risultati corretti solo nel caso in cui la verifica idraulica della rete vada a buon fine, ovvero nel caso in cui, per ogni nodo, il

carico effettivo  $h_j$  risulti maggiore o uguale al valore minimo  $h_{j, \min}$  richiesto per soddisfare la domanda.

Le grandezze che descrivono il funzionamento idraulico del sistema, ovvero le quote piezometriche ai nodi e le portate circolanti, sono ottenute risolvendo le equazioni del moto e le equazioni di continuità con domanda fissata ai nodi; qualsiasi relazione domanda-pressione è ignorata, nell'ipotesi che le domande siano sempre soddisfatte (anche quando le pressioni nodali sono, ad esempio, negative).

Ovviamente, questa assunzione non è realistica e costituisce il principale punto debole dell'approccio DDA, infatti, se il calcolo mette in evidenza la presenza di nodi critici per i quali  $h_j < h_{j, \min}$ , i risultati non sono corretti, in quanto le portate imposte come erogate dai nodi critici non sono in realtà compatibili con i valori dei carichi risultanti dal calcolo (anche questi ultimi non saranno corretti, potendo anche essere, ad esempio, negativi); in effetti tutti i carichi e l'insieme delle portate circolanti, non rispecchieranno il reale funzionamento della rete.

In definitiva, i modelli di simulazione basati sull'approccio DDA producono soluzioni ragionevoli, e fisicamente sensate, costituendo uno strumento ottimale di valutazione del comportamento di una rete di distribuzione, soltanto in condizioni di funzionamento ordinarie.

L'esigenza di calcolare le erogazioni effettive anche in condizioni di pressione insufficiente impone l'adozione di un approccio diverso, comunemente detto *head-driven* o *pressure-driven* (*Pressure Driven Analysis*, PDA), in grado di individuare la soluzione che soddisfi le canoniche equazioni del moto e di continuità, ma anche le equazioni di legame portata-carico,  $Q_j = f(h_j)$ , che mettono in relazione la portata erogata e il carico effettivamente disponibile al nodo  $j$ -esimo.

### 7.7. Relazione tra portata erogata e carico nodale

La definizione del legame fra portata erogata e pressione, costituisce una questione alquanto complessa. Questo legame dipende, infatti, da vari fattori, fra i quali sono particolarmente rilevanti la configurazione e le dimensioni della rete secondaria alimentata dal nodo, e la distribuzione planimetrica ed altimetrica delle utenze e di singoli apparecchi erogatori.

Questi elementi sono in genere molto variabili da nodo a nodo, e la loro valutazione richiederebbe pertanto una conoscenza estremamente dettagliata che non è mai praticamente disponibile nell'ambito delle normali attività diagnostiche sulle reti (e che probabilmente non sarebbe nemmeno tanto utile). Ne deriva che il legame  $Q_j = f(h_j)$  può essere introdotto nei calcoli di verifica

idraulica solo attraverso schemi approssimativi, necessariamente grossolani (Ciaponi *et al.*, 2007).

La portata effettivamente erogata viene, in genere, espressa come aliquota della portata richiesta  $Q_{rj}$ , tramite la relazione:

$$Q_j = \alpha_j \cdot Q_{rj} \quad (7.24)$$

nella quale  $\alpha_j$  assume valori compresi fra zero e uno, in relazione al valore della pressione.

Lo schema più comune fissa due valori di soglia per il carico al nodo:

- $h_{min,j}$ : carico minimo di erogazione, al di sotto del quale l'erogazione è nulla;
- $h_{rj}$ : carico minimo necessario a soddisfare interamente la domanda.

Valgono le seguenti relazioni:

$$\alpha_j = 1 \quad \text{se } h_j \geq h_{rj} \quad (7.25)$$

$$\alpha_j = 0 \quad \text{se } h_j \leq h_{min,j} \quad (7.26)$$

$$0 < \alpha_j \leq 1 \quad \text{se } h_{min,i} \leq h_i \leq h_{ri} \quad (7.27)$$

Per definire il valore di  $\alpha_j$  secondo la relazione (7.27), sono disponibili in letteratura scientifica diverse espressioni, proposte dai vari autori, la più nota ed utilizzata delle quali è certamente quella che segue, proposta da Wagner *et al.* (1988):

$$h_j = h_{min,j} + K_j Q_j^\beta \quad (7.28)$$

in cui  $K_j$  è un coefficiente di resistenza idraulica che caratterizza la rete secondaria alimentata dal nodo, e  $\beta$  è un esponente generalmente assunto pari a 2 (Gupta & Bhave, 1996), che dovrebbe essere calibrato per ciascun nodo. Il valore di  $K_j$  può essere ricavato dalla (7.28) imponendo che  $Q_j=Q_{rj}$  per  $h_j=h_{rj}$ . Con semplici passaggi algebrici, assumendo  $\beta=2$ , si ottiene:

$$\alpha_j = \left( \frac{h_j - h_{min,j}}{h_{rj} - h_{min,j}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{se } h_{min,j} \leq h_j \leq h_{rj} \quad (7.29)$$

La (7.29), associata alla (7.25) e alla (7.26), costituisce la funzione di legame portata erogata-carico nodale, caratterizzata da due punti angolosi (per  $h_j=h_{min,j}$  ed  $h_j=h_{rj}$ ), in corrispondenza dei quali non è ovviamente derivabile. Ciò può evidentemente compromettere l'impiego della funzione di legame nell'ambito delle procedure di calcolo per le quali è richiesta la derivabilità. Per ovviare a tale problema, è stata proposta (Fujiwara e Li, 1998) la seguente relazione:

$$\alpha_j = \frac{(h_j - h_{min,j})^2 - (3h_j - 2h_j - h_{min,j})}{(h_{rj} - h_{min,j})^3} \quad \text{se } h_{min,j} \leq h_j \leq h_{rj} \quad (7.30)$$

Sempre allo scopo di poter disporre di una relazione continua e derivabile, è stata proposta da Tucciarelli et al. (1999) la seguente funzione sinusoidale:

$$\alpha_j = \sin^2 \left[ \frac{\pi (h_j - z_j)}{2 (h_{rj} - z_j)} \right] \quad \text{per } z_j < h_j < h_{rj} \quad (7.31)$$

Nel grafico di Figura 7.1 vengono confrontate le tre relazioni di legame  $Q_j=f(h_j)$  sopra descritte, con  $z_j=0$ ,  $h_{min,j}=5\text{m}$  e  $h_{rj}=30\text{m}$ . Si osserva che l'andamento della curva di Wagner (l'unica ad avere una base fisica pur se estremamente semplificata), è abbastanza diverso da quello delle altre due curve la cui forma, caratterizzata dalla presenza di un punto di flesso, è determinata da esigenze puramente matematiche.

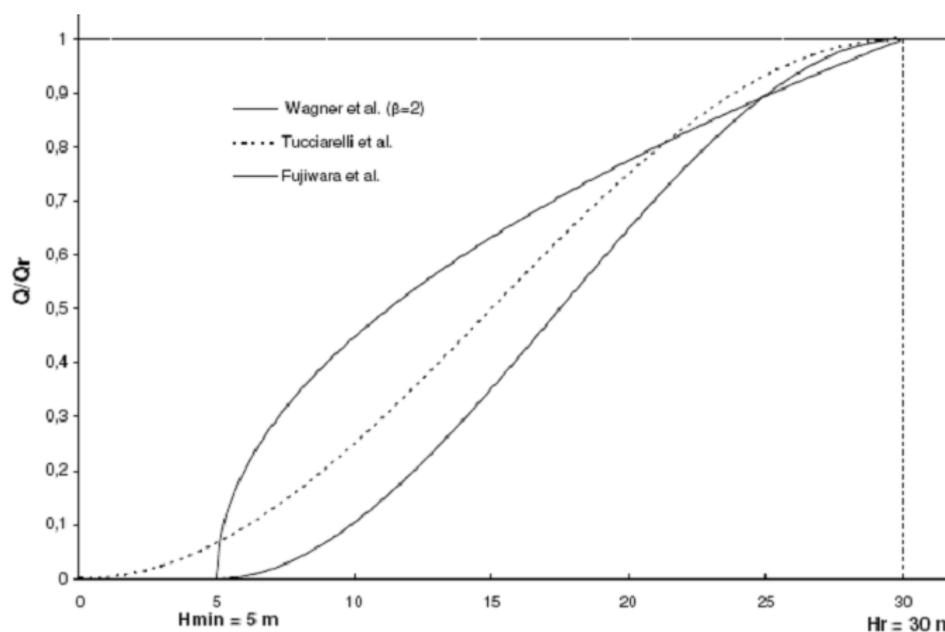
Gli scostamenti tra la curva di Wagner et al. e la curva di Fujiwara et al. sono, in genere, rilevanti e raggiungono valori massimi dell'ordine dell'80%.

Si può infine osservare che le curve di Fujiwara et al. e di Tucciarelli et al. tendono a sovrapporsi al tendere di  $h_{min}$  a  $z$  (ovvero al tendere della pressione minima di erogazione a zero).

## 7.8. Approcci Pressure-Driven all'analisi idraulica

### 7.8.1. Metodi semplificati

Sono indicati come metodi semplificati quelli strutturati in due fasi di calcolo: una prima verifica idraulica convenzionale demand-driven, effettuata imponendo  $Q_j=Q_{rj}$ , ed una seconda fase, limitata ai nodi per i quali dalla prima fase risulti  $h_j < h_{rj}$ , di correzione delle portate imposte,  $Q_j$ , sulla base della piezometria ricavata nella prima fase.



**Figura 7.1.** Confronto tra le più comuni equazioni di legame portata erogata  $Q$  - carico nodale  $H$ , presenti in letteratura (Ciaponi et al, 2007).

Tra queste metodologie è piuttosto nota quella proposta da *Tanyomboh et al.* (2001), basata sul valore del carico al nodo di alimentazione della rete (*Source Head Method*). Con questo metodo, il carico  $h_j$  (risultante dalla verifica idraulica convenzionale, con  $Q_j=Q_{rj}$ , per definizione) è utilizzato per calcolare la perdita di carico dal nodo di alimentazione della rete al nodo critico (con  $h_j < h_{rj}$ ), che si avrebbe in condizioni di domanda pienamente soddisfatta.

La riduzione di portata effettivamente erogata a ciascun nodo critico, rispetto alla portata richiesta, viene dunque calcolata sulla base del carico effettivamente disponibile nel punto di alimentazione e del carico che sarebbe necessario per soddisfare completamente la domanda al nodo stesso.

Il metodo presuppone che il legame fra la portata erogata al generico nodo critico ed il carico nel punto di alimentazione, identificato nell'ipotesi di piena soddisfazione della domanda ed espresso da una relazione analoga alla (7.28), rimanga inalterato anche in condizioni di pressione insufficiente. Ciò sarebbe concettualmente corretto se, nell'insieme di condotte che alimenta il nodo critico in esame, tutte le altre portate circolanti, dovute alle erogazioni agli altri nodi, rimanessero invariate nelle due condizioni esaminate. Poiché però la correzione delle portate interessa più nodi e determina modificazioni non

trascurabili della distribuzione delle portate circolanti, il presupposto del metodo non è rigoroso e gli errori commessi sono tanto più rilevanti, quanto più grave e generalizzata è la condizione di deficit di carico ai nodi.

Il metodo inoltre può essere applicato solo a reti alimentate da un unico nodo (Ciaponi *et al.*, 2007).

### 7.8.2. Metodi che modellano come nodi-serbatoio i nodi critici

Nel 1981 fu proposto da *Bhave* un metodo di verifica idraulica di tipo head-driven, secondo il quale i nodi critici con pressione insufficiente a garantire l'erogazione portata assegnata vengono simulati come nodi-serbatoio, a carico costante e a portata derivata incognita.

Il metodo adotta una procedura iterativa che esegue una simulazione DDA ad ogni iterazione, e classifica i nodi sulla base di un unico valore di soglia del carico,  $h_j^*$ .

I nodi vengono classificati come:

- supercritici, con  $h_j > h_j^*$ ;
- critici, con  $h_j = h_j^*$ ;
- subcritici, con  $h_j < h_j^*$ .

All' $n$ -esima iterazione, i nodi risultati critici o subcritici al passo precedente sono schematizzati come nodi-serbatoio a carico costante ( $h_j = h_j^*$ ) e portata erogata incognita. La portata erogata dai nodi-serbatoio viene calcolata mediante simulazione DDA, senza tenere conto di alcun legame portata-carico, ed è pari a quella che la rete è effettivamente in grado di fornire con  $h_j = h_j^*$ . Inoltre, se dalla simulazione DDA risulta  $Q_j < 0$  se, cioè se  $Q_j$  è diretta dal nodo-serbatoio alla rete (portata negativa), si pone  $Q_j = 0$ , mentre se risulta  $Q_j > Q_{ij}$  si pone  $Q_j = Q_{ij}$ .

Questo tipo di approccio alla simulazione pressur driven è stato successivamente ripreso, con formulazioni differenti, da *Ozger & Mays* (2003) e da *Todini* (2003).

Todini, in particolare, sostiene che per risolvere il problema della simulazione idraulica di una rete, anche in condizioni di pressione non sufficiente ad erogare una portata ai nodi pari alla domanda, non sia in realtà necessario introdurre alcuna curva portata-carico. Se la pressione è negativa, la portata erogabile ai nodi corrispondenti risulterà infatti nulla. Se invece il carico ai nodi risulta insufficiente, ma la pressione non è negativa, il valore della portata erogabile è valutabile portando a zero, rispetto ad un valore di riferimento, la pressione al nodo.

In base a queste considerazioni, sfruttando un metodo di ottimizzazione per funzioni convesse, è possibile risolvere il problema in tre passi:

1. Simulare il funzionamento della rete con il metodo tradizionale DDA. Se tutti i carichi trovati sono maggiori dei valori di soglia ( $h_j > h_j^*$ ,  $\forall j$ ), la soluzione trovata è quella cercata.
2. Se alcuni nodi hanno carico insufficiente,  $h_j < h_j^*$ , si risolve nuovamente la rete imponendo il valore del carico per tali nodi,  $h_j = h_j^*$ ; calcolando le relative portate erogabili, potrà risultare:  $Q_j < 0$ ,  $0 \leq Q_j \leq Q_{rj}$  oppure  $Q_j > Q_{rj}$ .
3. Simulare nuovamente la rete con i seguenti vincoli:
  - Ai nodi per cui risulta  $Q_j \geq Q_{rj}$  (ovvero vi è sufficiente potenza per far defluire tutta la portata richiesta), viene reimpostato il vincolo originario sulla domanda,  $Q_j = Q_{rj}$ .
  - Ai nodi in cui si verifica  $0 \leq Q_j \leq Q_{rj}$  (non vi è cioè sufficiente potenza per far defluire tutta la portata richiesta, pur potendo erogare volumi idrici), si mantiene il vincolo  $h_j = h_j^*$ : le utenze cercheranno infatti di prelevare la massima portata possibile, facendo così abbassare il carico al valore minimo che consenta l'erogazione.
  - Ai nodi in cui  $Q_j < 0$  (ovvero non vi è sufficiente potenza per far defluire una pur minima portata), viene posto un vincolo di porta erogata nulla  $Q_j = 0$ .

I metodi semplificati ed i metodi dei nodi-serbatoio si basano sul presupposto che, nei nodi con pressione insufficiente, l'utenza preleva tutta la portata che la rete è in grado di fornire indipendentemente da qualsiasi relazione di legame  $Q_j = f(h_j)$ . Questo presupposto è però in realtà alquanto discutibile e presenta inoltre qualche criticità nella scelta del valore di  $h_j^*$ . Se infatti  $h_j^*$  viene assunto prossimo o coincidente con  $Q_{rj}$ , la portata di calcolo  $Q_j$  potrebbe risultare inferiore a quella che l'utenza può effettivamente prelevare con il carico fissato; il sistema tenderebbe a riequilibrarsi con un abbassamento del carico ed un aumento della portata erogata, determinando una situazione reale diversa rispetto alla soluzione calcolata, sia in termini di carichi che di portate erogate e portate circolanti.

Se  $h_j^*$  viene invece assunto prossimo o coincidente con  $z_j$ , la portata di calcolo potrebbe risultare più grande di quella che l'utenza può effettivamente prelevare con il carico fissato; poiché il carico eccessivamente basso non consente l'erogazione della portata potenzialmente disponibile, il sistema tende a riequilibrarsi con un aumento del carico al nodo e una diminuzione della portata erogata. Anche in questo caso, quindi, i risultati del modello non sarebbero realistici.

Per quanto riguarda la scelta di  $h_j^*$ , l'orientamento degli autori non è concorde: Bhave definisce  $h_j^*$  coincidente con  $h_{\min, j}$ , ovvero con il carico al di

sotto del quale l'erogazione è pari a zero, mentre Ozger e Mays assumono  $h_j^*$  pari ad  $h_{ij}$ , ovvero al carico necessario per garantire il pieno soddisfacimento della domanda, Todini infine fissa  $h_j^* = z_j$  (Todini, 2003).

### 7.8.3. Metodi che risolvono l'intero sistema di equazioni

Il modello matematico di una rete idrica di distribuzione secondo l'approccio pressure-driven è costituito dal sistema delle equazioni di continuità ai nodi, delle equazioni del moto lungo i lati e delle equazioni di legame, portata erogata-pressione (in numero pari al numero dei nodi con erogazione).

Poiché il numero delle equazioni aggiunte al sistema convenzionale è pari al numero delle nuove incognite introdotte (le portate erogate  $Q_j$ ), il problema rimane determinato ed ammette un'unica soluzione.

Solo recentemente è stato cercato un algoritmo in grado di risolvere numericamente questo sistema di equazioni.

Todini (2003) ha riformulato il problema della verifica idraulica con approccio PDA adattando il suo metodo del gradiente globale (Todini & Pilati, 1988) per il calcolo DDA di tipo convenzionale. Tuttavia, l'approccio numerico al sistema completo, integrato con le equazioni di legame, non è ancora sperimentato a sufficienza, soprattutto per ciò che attiene ai problemi di convergenza che può essere messa in crisi dalla non derivabilità delle relazioni di legame portata-carico nodale.

Il sistema di equazioni per l'analisi PDA può essere posto nella seguente forma matriciale:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{D} & \mathbf{A}_N \\ \mathbf{A}_N^T & \mathbf{A}_{nn} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{q} \\ \mathbf{h} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\mathbf{A}_s \mathbf{h}_s \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (7.32)$$

Nella (7.32) le matrici  $\mathbf{D}$  ed  $\mathbf{A}_N$ , ed i vettori  $\mathbf{q}$  ed  $\mathbf{h}$ , sono stati definiti in precedenza, e la vera "novità", rispetto all'approccio tradizionale di tipo DDA, è costituita dalla matrice  $\mathbf{A}_{nn}$  che caratterizza la relazione tra pressioni e domande ai nodi. Si tratta di una matrice diagonale i cui elementi sono valutati attraverso il prodotto scalare  $-(\mathbf{Q}_{act} + \mathbf{Q}_l) \mathbf{h}^{-1}$ , in cui  $\mathbf{Q}_{act}(\mathbf{h})$  è il vettore delle portate effettivamente erogate, e  $\mathbf{Q}_l(\mathbf{h})$  è il vettore delle perdite idriche concentrate ai nodi,  $Q_{leak,j}$ , calcolate a partire dalle perdite valutate relative alla tubazione  $i$ -esima,  $Q_{leak,i}$ . La presenza di un vettore di zero nella matrice dei termini noti è dovuta all'ipotesi che tutti i nodi della rete siano di tipo pressure-driven, ovvero che la portata erogata non sia fissata in nessun nodo.

Per quanto riguarda la relazione perdite-pressioni, ipotizzando che le perdite lungo l'i-esima tubazione siano uniformemente distribuite, si possono adottare le seguenti equazioni (*Germanopulos, 1985*):

$$Q_{leak,i} = \beta_i l_i (P_i)^{\alpha_i} \quad \text{se } P_i > 0 \quad (7.33.a)$$

$$Q_{leak,i} = 0 \quad \text{se } P_i \leq 0 \quad (7.33.b)$$

in cui  $P_i$  è la pressione media nella tubazione, calcolata come media delle pressioni dei nodi di estremità della tubazione stessa, e  $l_i$  è la lunghezza del lato.

I parametri del modello di perdita,  $\beta_i$  ed  $\alpha_i$ , necessitano di opportuna valutazione preliminare.

Le perdite idriche distribuite lungo le condotte possono essere ricondotte ai nodi di estremità in vari modi, la soluzione più semplice e comune è tuttavia quella di ripartirle al 50% fra i due nodi. Un'alternativa che appare più realistica è quella di suddividere la portata persa in base al valore della pressione ai due nodi di estremità della tubazione.

La portata persa, concentrata al nodo  $j$ ,  $Q_{leak,j}$ , è data dalla la somma delle portate relative ai lati confluenti nel nodo stesso:

$$Q_{leak,j} = \frac{1}{2} \sum Q_{leak,i} = \frac{1}{2} \sum \beta_i l_i (P_i)^{\alpha_i} \quad (7.34)$$

La matrice  $Q_l$  può essere quindi ottenuta dalla:

$$Q_l = \frac{1}{2} \text{diag} \left( A_N^T \begin{bmatrix} Q_{leak,1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & Q_{leak,i} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & Q_{leak,L} \end{bmatrix} A_N \right) \quad (7.35)$$

dove *diag* indica che si considerano solo gli elementi della diagonale della matrice entro parentesi.

Tenere in considerazione il vettore  $Q_l$ , pur essendo non fondamentale nell'ambito dei modelli pressure-driven, è della grandissima importanza, come nello studio delle alternative di riabilitazione delle reti di distribuzione, in quanto le erogazioni supplementari dovute alle perdite influenzano significativamente le performance dei sistemi idrici.

#### 7.8.4. Procedura iterativa basata sull'adozione di modelli demand-driven

La necessità di disporre di un metodo che garantisca risultati certamente corretti, e le difficoltà correlate all'implementazione dei metodi numerici per la soluzione del sistema di equazioni formato dalle equazioni di continuità, del moto e di legame portata-pressione nodale, hanno spinto alcuni ricercatori dell'Università di Pavia a mettere a punto una procedura di calcolo iterativa basata sull'uso dei ben collaudati ed efficienti risolutori DDA (Ciaponi *et al.*, 2007), schematizzabile come segue:

1. Si conduce una verifica idraulica della rete con un modello convenzionale di tipo DDA e si ottengono i carichi piezometrici  $h_j$ .
2. Si calcolano le portate  $Q_{cj}$  compatibili con i carichi ottenuti al passo precedente, utilizzando le relazioni di legame.
3. Per ogni nodo si valuta la differenza tra la portata calcolata e la domanda:

$$\Delta Q_j = Q_{cj}^n - Q_j^n \quad (7.36)$$

essendo  $n$  l'indice dell'iterazione.

4. Per ogni nodo, si corregge la domanda posta a base della simulazione DDA:

$$Q_j^{n+1} = Q_j^n + p \cdot \Delta Q_j \quad (7.37)$$

in cui  $p$  è un coefficiente di peso della correzione, compreso tra 0 ed 1.

5. Con la nuova configurazione di domande corrette si ritorna al punto 1.

La procedura si reitera fino a quando, per ogni nodo, il valore della correzione (7.36) non si ritenga trascurabile.

È evidente che la soluzione trovata, al termine della procedura iterativa, rispetta le equazioni di continuità e del moto, ma anche le equazioni di legame  $Q_j=f(h_j)$  (in virtù del valore prossimo a zero assunto da  $\Delta Q_j$  per tutti i nodi).

Per quanto riguarda il valore del coefficiente di peso della correzione  $p$ , prove numeriche hanno evidenziato che valori molto piccoli rendono la convergenza regolare ma lenta; mentre valori elevati accelerano la convergenza ma possono indurre oscillazioni che rendono più difficile il raggiungimento della soluzione. In generale, gli autori consigliano di adottare un valore di  $p$  pari a 0,2 (Ciaponi *et al.*, 2007).

### 7.8.5. Utilizzo degli *Epanet emitter*

Gli emitter sono dispositivi previsti dal software *Epanet* (Rossman, 2000) essenzialmente per la simulazione delle perdite idriche, ma che tornano utili anche per simulare la dipendenza delle portate erogate dai carichi nodali.

La portata in uscita da un emitter è legata alla pressione dalla relazione:

$$Q = c(h - z)^\gamma \quad (7.38)$$

in cui:

- $Q$  è la portata erogata;
- $c$  è il coefficiente di efflusso dell'emitter;
- $\gamma$  è un esponente che, in assenza di particolari indicazioni, può essere assunto pari a 0,5.

Il software *Epanet-2* consente l'utilizzo degli emitter per condurre simulazioni PDA del funzionamento delle reti. Ipotizzando che i nodi  $j$  con erogazione, funzionino come emitter ed imponendo che  $Q_j = Q_{rj}$  per  $h_j - z_j = h_{rj} - z_j$ , si ottiene:

$$c_j = \frac{Q_{rj}}{(h_{rj} - z_j)^\gamma} \quad (7.39)$$

e, sostituendo nella (7.38), si ha:

$$Q_j = Q_{rj} \left( \frac{h_j - z_j}{h_{rj} - z_j} \right)^\gamma \quad (7.40)$$

La (7.40) fornisce la portata erogata al nodo, come frazione della portata richiesta in funzione del deficit di pressione, rispetto alla pressione richiesta per il completo soddisfacimento della domanda.

EPANET-2 tuttavia non prevede per la (7.38) un valore massimo di pressione oltre il quale la portata erogata cessi di crescere, e dunque la semplice sostituzione dei nodi-erogazione con gli emitter porta a calcolare, per i nodi con  $h_j > h_{rj}$ , erogazioni maggiori delle domande.

Cionondimeno è possibile effettuare la verifica idraulica secondo l'approccio PDA, con la seguente procedura approssimata:

1. Si esegue il calcolo di verifica del funzionamento della rete con un modello convenzionale di tipo DDA.

2. In tutti i nodi per i quali, al passo precedente, dovesse risultare  $h_j < h_{rj}$  si pone uguale a zero la portata assegnata e si colloca un emitter, con coefficiente calcolato tramite la (7.39).
3. Si esegue la simulazione con Epanet del sistema così modificato e, sulla base delle portate erogate dagli emitter  $Q_{ej}$ , si definiscono le portate erogate ai nodi:
  - se  $0 \leq Q_{ej} \leq Q_{rj} \rightarrow Q_j = Q_{ej}$ ;
  - se  $Q_{ej} > Q_{rj} \rightarrow Q_j = Q_{rj}$ ;
  - se  $Q_{ej} < 0 \rightarrow Q_j = 0$ .

Poiché la simulazione della rete con l'inserimento degli emitter è caratterizzato da portate circolanti minori rispetto al primo calcolo di verifica DDA (e, conseguentemente, da perdite di carico inferiori), i nodi che risultano non critici nel primo calcolo rimarranno tali anche nel secondo.

I risultati della procedura sono quindi corretti e congruenti con tutte le equazioni imposte, tranne nel caso in cui le portate erogate dagli emitter debbano essere corrette perché superiori alla portata richiesta o minori di zero. L'approssimazione del risultato finale dipende in definitiva dall'entità di queste correzioni.

Tuttavia l'errore è eliminabile iterando la procedura di calcolo: occorre simulare nuovamente la rete (con gli emitter) avendo cura di eliminare gli emitter dai nodi in cui le portate sono state corrette al passo 3, in quanto maggiori della portata richiesta o inferiori a zero, e dopo avere imposto alle portate ivi erogate i valori corretti stessi (Ciaponi *et al.*, 2007).



# Campionamento dei consumi idrici per la quantificazione delle perdite a scala di distretto tramite bilanci idrici

### 8.1. Generalità

In questo capitolo vengono illustrati alcuni principi della teoria del campionamento, e la loro applicazione alla stima dei consumi idrici, per la redazione di bilanci a scala di distretto, ai fini della valutazione delle perdite.

L'idea fondamentale è quella di eseguire un numero limitato di misure per stimare il totale dei consumi delle utenze e quindi quantificare le perdite, sottraendo il consumo totale dall'impresso in rete.

Sono state confrontati il campionamento stratificato ed il casuale semplice, dal punto di vista della numerosità campionaria necessaria ad ottenere stime con precisione e grado di fiducia voluti.

L'esecuzione di bilanci idrici è il mezzo più naturale ed intuitivo per la valutazione del livello delle perdite nelle reti idriche di distribuzione, ed è dunque preliminare e funzionale alla selezione delle azioni di asset management da attuare, quali la ricerca e la riparazione delle perdite, la riabilitazione o la sostituzione delle condotte.

Quantunque concettualmente semplice, il metodo del bilancio idrico presenta il suo maggiore limite nella necessità di misurare i consumi di tutte le utenze servite; infatti i contatori sono spesso numericamente insufficienti, imprecisi, inaffidabili e carenti dal punto di vista della manutenzione o perfino assenti in taluni casi. Ciò rende difficile l'esecuzione di campagne di rilievo dei consumi estese e dettagliate. D'altro canto le informazioni rilevate durante tali campagne e la loro organizzazione sono comunemente pensate per scopi di fatturazione piuttosto che tecnici. Inoltre il tempo richiesto da tali procedure può essere incompatibile con le esigenze di tempestività dei processi decisionali

di asset planning, e con la strategia di monitoraggio delle perdite idriche in tempo reale. Per questi motivi spesso si rinuncia ai bilanci idrici nell'analisi delle perdite, in favore di metodi alternativi come l'analisi della portata minima notturna (*Farley & Tow*, 2003).

È dunque di un certo interesse studiare la possibilità di installare, solo presso poche selezionate utenze, strumenti di misurazione dei volumi erogati, perfettamente funzionanti, affidabili e precisi (da sottoporre ad un efficace programma di manutenzione e sostituzioni), in modo da potere stimare i consumi nell'intero distretto.

Questo approccio alla valutazione dei consumi idrici ha stranamente ricevuto scarsa attenzione, sia dalla comunità scientifica che dai gestori delle reti. Dopo un primo articolo di *Hanke & Mehrez* (1979) sui consumi orari di picco di utenze residenziali individuali, e nonostante l'opportunità di ricorrere al campionamento dei consumi idrici, sia stata documentata e riconosciuta (*Mays*, 2004), sono infatti state condotte poche sperimentazioni in pieno campo e ricerche sull'argomento: *Arreguìn-Cortes & Ochon-Alejo* (1997) hanno applicato il campionamento stratificato direttamente alle misure di perdita, mentre *Speight et al.* (2004) hanno proposto di adottare il campionamento stratificato per la valutazione della qualità dell'acqua nei sistemi di distribuzione. Un numero di esperienze tanto limitato è anche in contrasto con il significativo sviluppo di studi e tecniche di modellazione delle serie temporali di consumi residenziali (*Buchberger & Wu*, 1995; *Magini et al.*, 2008). In effetti i due aspetti sono strettamente affini, dal momento che l'estensione dei risultati della modellazione delle serie temporali di consumo di singole utenze ad interi distretti idrici dipende dalla selezione di un campione di adeguate dimensioni.

Di seguito, dopo un breve esame di alcune importanti acquisizioni della teoria del campionamento, vengono descritti un primo caso di studio teorico e l'analisi di sensitività condotta allo scopo di evidenziare le variabili che influenzano maggiormente la dimensione campionaria, ed un secondo caso di studio reale che ha confermato pienamente le potenzialità del metodo.

### 8.2. Brevi cenni di teoria dei campioni

Il campionamento statistico consente di ottenere informazioni su un carattere  $\eta$  di una popolazione  $\Omega$  di  $N$  individui ( $\eta$  può ad esempio essere il consumo idrico delle  $N$  utenze di un distretto di rete), a partire da un sottoinsieme di  $\Omega$  costituito da un campione di  $n$  unità ( $n < N$ ). I valori campionari della caratteristica oggetto di studio sono nel seguito indicati con la variabile  $y$ , per distinguerli dai valori di popolazione indicati invece con  $\eta$ . Di tale caratteristica si può determinare un valore sintetico  $f(\eta)$ , quale ad esempio

la media o il totale di popolazione, utilizzando come stimatore la corrispondente funzione dei valori campionari  $h(y) = f(y)$  (ovvero la media o il totale campionari, rispettivamente).

Il problema è la definizione della dimensione minima del campione, per la quale il valore dello stimatore  $h(y)$  può essere assunto come approssimazione del “vero” valore di  $f(\eta)$ , con voluto grado di fiducia  $1-\alpha$  ed errore di stima  $\varepsilon$ . In termini statistici ciò significa che esiste una probabilità pari ad  $1-\alpha$  che  $f(\eta)$  sia compreso nell’intervallo  $[h(y) - \varepsilon, h(y) + \varepsilon]$ .

Le tecniche di campionamento si classificano in base al modo in cui le unità campionarie vengono estratte, ovvero selezionate, dalla popolazione oggetto di studio. Nel campionamento casuale semplice, tutti i possibili campioni di  $n$  unità hanno uguale probabilità di essere selezionati. Nel campionamento stratificato, invece la popolazione va prioritariamente suddivisa in  $M$  sottopopolazioni, omogenee e distinte  $\Omega_k$  (senza alcun elemento in comune) di dimensione  $N_k$  (con  $1 \leq k \leq M$ ), dette gruppi o *strati*, ed i “sottocampioni” di dimensione  $n_k$  sono estratti in maniera casuale dai singoli strati. Sono di seguito riportati alcuni risultati e definizioni della teoria del campionamento (Cocchi, 2006).

Con  $m(\eta)$ ,  $v^2(\eta)$  ed  $s^2(\eta)$  si indicano, rispettivamente, la media e la varianza di popolazione della variabile  $\eta$  (le cui espressioni sono ben note), e la forma alternativa della varianza comunemente utilizzata nei calcoli, in quanto  $s^2(y)$  è uno stimatore corretto di  $s^2(\eta)$ , a differenza di  $v^2(y)$ , che non è invece stimatore corretto di  $v^2(\eta)$ :

$$s^2(\eta) = \frac{N}{N-1} v^2(\eta) \quad (8.1)$$

Nel campionamento stratificato sono inoltre definite le medie  $m(\eta_k)$  e le varianze  $v^2(\eta_k)$  di strato (con modalità del tutto analoghe alla media ed alla varianza di popolazione), la varianza entro gli strati  $v_e^2(\eta)$  e la varianza fra gli strati  $v_t^2(\eta)$ :

$$v_e^2(\eta) = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^M N_k v^2(\eta_k) \quad (8.2)$$

$$s_e^2(\eta) = \frac{N}{N-M} v_e^2(\eta) \quad (8.3)$$

$$v_i^2(\eta) = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^M N_k [m(\eta_k) - m(\eta)]^2 \quad (8.4)$$

$$s_i^2(\eta) = \frac{N}{M-1} v_i^2(\eta) \quad (8.5)$$

$v_e^2(\eta)$  è dunque la media pesata delle varianze di gruppo, i pesi essendo le dimensioni delle popolazioni degli strati, e  $v_i^2(\eta)$  è una misura della dispersione delle medie di strato attorno alla media di popolazione.

Si può dimostrare che vale la seguente scomposizione additiva della varianza di popolazione:

$$v^2(\eta) = v_e^2(\eta) + v_i^2(\eta) \quad (8.6)$$

la varianza complessiva in popolazione del carattere  $\eta$ , è dunque data dalla somma della varianza entro gli strati e della varianza fra gli strati.

La strategia del campionamento stratificato, consiste nell'adottare una stratificazione della popolazione tale da massimizzare la varianza tra gli strati  $s_i^2(\eta)$  (a tal fine le utenze di ogni strato devono presentare valori presunti della variabile in studio quanto più simili possibile) e, conseguentemente, minimizzare la varianza entro gli strati  $s_e^2(\eta)$ . Da  $s_e^2(\eta)$  dipende infatti la dimensione campionaria complessiva  $n_{\text{strat}}$ , necessaria ad ottenere una stima della media di popolazione  $m(\eta)$ , con precisione  $\varepsilon$  e grado di fiducia  $1-\alpha$ . La scelta di un'opportuna stratificazione (valori delle caratteristiche delle utenze – *variabili di stratificazione* – da cui dipendono i consumi) che riduca  $s_e^2(\eta)$  consente dunque di limitare  $n_{\text{strat}}$ .

L'errore di stima  $\varepsilon$  di una data caratteristica di popolazione, indipendentemente dal tipo di campionamento, è proporzionale alla varianza  $V[h(y)]$  dello stimatore  $h(y)$ :

$$\varepsilon = v_{\alpha/2} \sqrt{V[h(y)]} \quad (8.7)$$

in cui  $v_{\alpha/2}$  è il percentile – corrispondente al grado di fiducia  $1-\alpha$  – della distribuzione di probabilità dello stimatore standardizzato, assunta simmetrica rispetto a 0 (ad esempio gaussiana).

Nel campionamento casuale semplice la dimensione campionaria  $n_{\text{random}}$ , necessaria per stimare la media di popolazione del carattere  $\eta$ , è data da:

$$n_{random} = \left( \frac{(\varepsilon/z_{\alpha/2})^2}{s^2(\eta)} + \frac{1}{N} \right)^{-1} \quad (8.8)$$

in cui  $s^2(\eta)$  può ovviamente essere sostituita dal suo stimatore campionario corretto  $s^2(y)$ .

Nel campionamento stratificato la numerosità campionaria  $n_{strat}$  è invece data dalla seguente formula:

$$n_{strat} = \left( \frac{N(\varepsilon/z_{\alpha/2})^2}{\sum N_k s^2(\eta_k)} + \frac{1}{N} \right)^{-1} \quad (8.9)$$

Nell'espressione di  $n_{strat}$  compare la varianza entro gli strati in luogo della varianza complessiva (che figura invece nell'espressione di  $n_{random}$ ) e di conseguenza  $n_{strat}$  risulta sempre minore di  $n_{random}$ .

Definita la numerosità campionaria  $n = n_{strat}$ , se le frazioni di campionamento sono uguali per ogni strato,  $f_k = n_k/N_k = n/N = f \forall k$ , si ha il campionamento stratificato proporzionale.

Il campionamento stratificato ottimale prevede invece di ripartire le misure campionarie fra gli strati, in modo che le numerosità campionarie di strato  $n_k$  minimizzino la varianza dello stimatore, da cui dipende  $\varepsilon$  (equazione 8.7), massimizzando la precisione di stima. Nel caso della stima della media, la varianza dello stimatore  $V[m(y)]$  è data da:

$$V[m(y)] = \frac{1}{N^2} \sum_{k=1}^M N_k (N_k - n_k) \frac{s^2(\eta_k)}{n_k} \quad (8.10)$$

e, risolvendo il corrispondente problema di minimo, si ha:

$$n_k = n \frac{s(\eta_k)N_k}{\sum_{k'=1}^M N_{k'}s(\eta_{k'})} \quad (8.11)$$

da cui si evince, come era ragionevolmente prevedibile, che le dimensioni campionarie  $n_k$  ottimali risultano proporzionali alle dimensioni  $N_k$  ed alle varianze dei consumi di strato  $s^2(\eta_k)$ .

### 8.3. Osservazioni sulle procedure di campionamento

Ogni procedura di campionamento assume nota la varianza di popolazione, e ciò comporta la necessità di poter disporre a priori di un numero sufficiente di dati, per poterla stimare. Nel caso del campionamento stratificato, le informazioni preliminari devono necessariamente essere più numerose che nel caso del campionamento casuale, e non limitarsi a soli dati di consumo, in quanto occorre individuare i criteri di stratificazione più opportuni e stimare le varianze di strato.

Ragionevoli criteri di stratificazione, nel caso dei consumi residenziali, possono essere le tipologie edilizie e le caratteristiche delle abitazioni (case unifamiliari o plurifamiliari, con o senza giardino, appartamenti in condominio ecc.), il numero di componenti il nucleo familiare – che sembra essere la variabile più significativa – e le rispettive abitudini, età ed occupazioni (informazioni estremamente difficili da ottenere e comunque meno rilevanti).

Sfortunatamente, nessuna di tali informazioni è, nella maggior parte dei casi, contemplata nel database delle utenze del gestore della rete, che contiene semplicemente i dati del titolare del contratto di fornitura, senza alcuna indicazione circa la dimensione della proprietà immobiliare o il numero delle persone corrispondente all'utenza. E' pertanto necessario condurre degli studi preliminari, basati sui dati a disposizione dei vari Enti (gestore, ATO, Agenzia del territorio, anagrafe comunale) e possibilmente su indagini di campo.

Tuttavia, ciò non deve indurre a pensare che il metodo sia di scarsa o difficile applicabilità; se per una rete non si hanno adeguati dati di consumo, basta infatti individuare una realtà caratterizzata da condizioni socio-economiche e climatiche simili, per cui si disponga di dati sufficienti a stimare le varianze dei consumi di strato. Tali valori verranno adottati anche per la rete in esame, della quale occorre però comunque stilare l'elenco delle utenze, corredato dai corrispondenti indirizzi (per la successiva eventuale installazione dei contatori) e valori delle variabili di stratificazione.

Va tuttavia osservato che in alcuni casi, come nel primo dei seguenti casi di studio, sono individuabili distretti molto omogenei dal punto di vista delle tipologie edilizie e delle caratteristiche sociologiche e demografiche della popolazione residente (quartieri di edilizia residenziale pubblica, zone residenziali a servizio di complessi industriali, edilizia ricettiva nelle aree turistiche ecc.), rendendo possibile limitare le potenziali variabili di stratificazione alle caratteristiche degli immobili ed al numero dei componenti le utenze, o addirittura unicamente a quest'ultima variabile. In effetti, anche nei casi in cui non si riscontri tale grande uniformità di caratteristiche, può verificarsi, come nel secondo dei casi di studio riportati, che la variabilità dei consumi possa imputarsi in massima parte al diverso numero di componenti

delle utenze, rendendo trascurabile per gli scopi tecnici l'effetto delle altre variabili.

#### 8.4. Un primo caso di studio teorico

A partire da un gruppo di utenze omogenee (all'incirca 50 connessioni) situate in un'area di edilizia residenziale pubblica nel quartiere Noce della città di Palermo, è stata costruita una popolazione fittizia, ovvero un distretto di rete ipotetico, a cui applicare il metodo del campionamento (Tabella 8.1.).

**Tabella 8.1.** Dati di un ipotetico distretto di rete – le medie e le varianze dei consumi di strato sono state stimate in base ai dati di consumo idrico reali di un abitato omogeneo di un quartiere di Palermo (Fortunato et al., 2010).

Numero di persone per utenza	Numero di utenze per strato, $N_k$	Dev. standard consumi di strato, $s(\eta_k)$ [l/ut.g]	Varianza dei consumi di strato, $s^2(\eta_k)$ [ $l^2$ /ut. $^2$ g $^2$ ]	Media dei consumi di strato, $m(\eta_k)$ [l/ut.g]	Coeff. di variazione consumi di strato, $CV_k$
1	2.194	35,7	1.275,1	80,2	0,44
2	2.680	39,6	1.566,0	213,0	0,19
3	2.216	59,3	3.517,1	382,0	0,15
4	2.378	40,6	1.650,7	505,3	0,08
$\geq 5$	1.155	86,7	7.516,5	806,0	0,11
Totali	N 10.623	$s(\eta)$ 224,9	$s^2(\eta)$ 50.571,3	$m(\eta)$ 351,0	CV 0,6412

Gli immobili sono tutti della stessa tipologia edilizia – costruzioni a due elevazioni, ciascuna con quattro appartamenti, senza giardino e con superficie di 90-100 m<sup>2</sup> circa – e la popolazione residente presenta caratteristiche sociologiche omogenee. Cionondimeno il consumo idrico giornaliero per utenza mostra una significativa variabilità ( $m(\eta)=351,0$  l/ut.g,  $s(\eta)=224,9$  l/ut.g), ascrivibile essenzialmente al differente numero di persone costituenti le singole utenze. Si configura pertanto il caso in cui la popolazione delle utenze appartiene ad uno stesso strato – di fatto coincidente con l'intera popolazione in studio – individuato dalle caratteristiche socio-economiche e degli immobili, ed occorre operare una sub-stratificazione sulla base del numero di persone corrispondenti.

I dati ISTAT del censimento nazionale del 2001 riportano, per i grandi centri urbani, la classificazione delle famiglie, per ogni quartiere, in base al numero di componenti. Si sono potute perciò stimare le percentuali delle famiglie della zona in studio appartenenti a ciascuna classe, ipotizzandole pari a

quelle dell'intero distretto di rete ipotetico.

I consumi delle 50 utenze sono stati dunque disposti in ordine crescente ed attribuiti agli strati in proporzione alle percentuali del censimento, nell'ipotesi che i consumi dipendano dalle dimensioni dei nuclei familiari. I dati di consumo associati ad ogni gruppo sono stati quindi utilizzati per calcolare le varianze di strato dell'ipotetico distretto di rete, a servizio di un numero di utenze pari al numero effettivo di famiglie censite nel quartiere (circa 10.600).

Ipotizzando di volere stimare il consumo giornaliero medio per utenza, con precisione di  $\pm 25$  l/giorno (circa il 7% del consumo giornaliero medio stimato) e grado di fiducia del 95%, si ottiene  $n_{\text{strat}} = 16$  (circa lo 0,15% delle utenze) ed  $n_{\text{rand}} = 303$  (circa il 2,85% delle utenze). La stima del totale dei consumi delle utenze del distretto, ai fini della redazione di un bilancio idrico, con la numerosità campionaria calcolata e livello di fiducia del 95%, sarà caratterizzata da un errore  $\epsilon'$  pari ad  $\epsilon \cdot N$ , di  $25 \cdot 10.623 = 265.575$  l/g =  $265,575$  m<sup>3</sup>/g.

E' stata dunque condotta un'analisi di sensitività per valutare la variabilità della dimensione campionaria, per differenti varianze dei consumi di strato, livelli di precisione e grado di fiducia della stima: sono stati considerati tre gradi di fiducia (90%, 95% e 99%), tre precisioni di stima ( $\pm 1\%$ ,  $\pm 5\%$  e  $\pm 10\%$ ) e cinque valori del coefficiente di variazione dei consumi di gruppo per ciascuno strato (il valore del caso base,  $CV_k$  di Tabella 8.1., e quattro valori alternativi pari a 0,50, 0,75, 1,25 e  $1,50 \cdot CV_k$ ), per un totale di 3.215 differenti scenari. La Tabella 8.2. riporta le dimensioni campionarie, minima e massima, per ogni scenario di precisione e grado di fiducia della stima, sia per il campionamento stratificato che per il campionamento casuale semplice.

La frazione campionaria totale è risultata significativamente variabile:

- nel caso del campionamento stratificato è infatti variata dallo 0,02% ( $\epsilon = \pm 10\%$ ,  $1-\alpha = 90\%$ , e tutte le varianze di gruppo al loro valore minimo) al 23% ( $\epsilon = \pm 1\%$ ,  $1-\alpha = 99\%$ , e tutte le varianze di gruppo al loro valore massimo);
- nel caso del campionamento casuale semplice è invece rispettivamente variata dall'1,00% al 73,2%.

Il vantaggio di ricorrere al campionamento stratificato è evidente se si considera il rapporto  $n_{\text{strat}}/n_{\text{random}}$  che varia dall'1,5% ( $\epsilon = \pm 5\%$ ,  $1-\alpha = 90\%$ , e tutte le varianze di gruppo al loro valore minimo) al 31,1% ( $\epsilon = \pm 1\%$ ,  $1-\alpha = 99\%$ , e tutte le varianze di gruppo al loro valore massimo).

La dimensione campionaria risulta molto influenzata dalla varianza dei consumi, soprattutto nel caso del campionamento stratificato. Infatti, a parità di altre condizioni, ad un aumento di circa il 5% nella deviazione standard dei consumi (corrispondente alla variazione del CV da 0,6288 a 0,6613),

conseguono incrementi della dimensione campionaria non superiori al 16%, nel caso del campionamento casuale, e fino a circa il 700%, nel caso del campionamento stratificato; essa è poi molto più sensibile all'errore di stima che al grado di fiducia. Infatti, passando dal 5% all'1% di errore di stima, con livello di fiducia del 95%, si osserva un incremento della massima dimensione campionaria necessaria, da 72 a 1.548 (di circa 20 volte) nel caso del campionamento stratificato, e da 632 a 6.508 (di circa 10 volte) nel caso del campionamento casuale semplice. Invece, con un errore dell'1%, tutte le varianze di gruppo al loro valore massimo e livello di fiducia del 99%, nel caso del campionamento stratificato si ha un campione di dimensione doppia di quello necessario per livello di fiducia del 90% (1.140 e 2.418 rispettivamente); nel caso del campionamento casuale le numerosità risultano ovviamente maggiori (5.598 e 7.776 rispettivamente).

**Tabella 8.2.** Risultati dell'analisi di sensitività della dimensione campionaria (Fortunato et al., 2010).

$\epsilon$	$1 - \alpha$		CV	$n_{\text{strat}}$	$n_{\text{strat}}/N$	$n_{\text{rand}}$	$N_{\text{rand}}/N$	$N_{\text{strat}}/n_{\text{rand}}$
1%	90%	min	0,6288	140	1,32%	5.331	50,18%	2,60%
		max	0,6613	1.140	10,73%	5.598	52,70%	20,40%
	95%	min	0,6288	198	1,86%	6.252	58,85%	3,20%
		max	0,6613	1.548	14,57%	6.508	61,26%	23,80%
	99%	min	0,6288	337	3,17%	7.562	71,19%	4,50%
		max	0,6613	2.418	22,76%	7.776	73,20%	31,10%
5%	90%	min	0,6288	6	0,06%	412	3,88%	1,50%
		max	0,6613	51	0,48%	454	4,27%	11,20%
	95%	min	0,6288	9	0,08%	575	5,41%	1,60%
		max	0,6613	72	0,68%	632	5,95%	11,40%
	99%	min	0,6288	14	0,13%	955	8,99%	1,50%
		max	0,6613	124	1,17%	1.047	9,86%	11,80%
10%	90%	min	0,6288	2	0,02%	106	1,00%	1,90%
		max	0,6613	13	0,12%	118	1,11%	11,00%
	95%	min	0,6288	3	0,03%	150	1,41%	2,00%
		max	0,6613	19	0,18%	166	1,56%	11,40%
	99%	min	0,6288	4	0,04%	257	2,42%	1,60%
		max	0,6613	32	0,30%	283	2,66%	11,30%

## 8.5. Un secondo caso di studio

L'applicabilità pratica del metodo di campionamento dei consumi idrici è stata successivamente verificata per le utenze idriche di un piccolo comune

della provincia di Agrigento, di circa 5.000 abitanti. Sono stati reperiti i consumi annui delle 2.074 utenze residenziali, per il periodo 1995-2008; si sono quindi calcolati i consumi giornalieri medi per utenza, su base annua, di cui in Tabella 8.3. sono riportati gli statistici fondamentali.

Sono tutte utenze individuali, in quanto anche le singole unità immobiliari di ogni condominio sono dotate di contratto di fornitura e contatore propri.

Incrociando i dati catastali, anagrafici e del database del gestore, è stato possibile associare a ciascuna utenza il corrispondente numero di componenti.

**Tabella 8.3.** Consumi giornalieri medi delle utenze di un piccolo comune siciliano (Fortunato et al., 2010).

Anno	Totale dei consumi di popolazione $t(\eta)$ [m <sup>3</sup> /g]	Media dei consumi di popolazione $m(\eta)$ [l/ut.g]	Dev. standard consumi di popolazione $s(\eta)$ [l/ut.g]	Varianza dei consumi di popolazione $s^2(\eta)$ [l <sup>2</sup> /ut. <sup>2</sup> g <sup>2</sup> ]	Coeff. di variazione consumi di popolazione
1995	787,8	379,9	201,8	40.706,1	0,531
1996	778,0	375,1	195,9	38.379,2	0,522
1997	775,5	373,9	198,7	39.499,0	0,531
1998	745,4	359,4	190,8	36.398,0	0,531
1999	769,3	370,9	196,9	38.766,0	0,531
2000	779,0	375,6	199,3	39.737,8	0,531
2001	746,9	360,1	191,7	36.732,7	0,532
2002	777,2	374,7	199,6	39.853,0	0,533
2003	777,3	374,8	199,2	39.663,4	0,531
2004	782,0	377,1	200,8	40.337,5	0,533
2005	796,1	383,9	203,9	41.556,6	0,531
2006	819,4	395,1	209,8	44.022,7	0,531
2007	837,2	403,7	214,4	45.957,2	0,531
2008	835,2	402,7	213,8	45.702,8	0,531

Dai valori di Tabella 8.3. si evince che i consumi risultano poco variabili nel tempo: il coefficiente di variazione, sia del totale che della media dei consumi giornalieri delle utenze, nel periodo 1995-2007, è infatti pari a circa 0,03. Aspetto ancor più rilevante, ai fini dell'applicazione del metodo di campionamento, è la pressoché costante variabilità dei consumi di popolazione, testimoniata da valori del coefficiente di variazione compresi tra 0,522 e 0,533, nonché dai coefficienti di variazione dei consumi delle singole utenze, nel periodo di osservazione, tutti compresi tra 0,025 e 0,049. Si è pertanto condotto lo studio di stratificazione in riferimento alla popolazione statistica dei consumi giornalieri medi delle utenze, relativi al periodo 1995-2007, adottando come unica variabile di stratificazione il numero di persone corrispondenti a ciascuna di esse (Tabella 8.4.).

Volendo stimare il consumo medio delle utenze per l'anno 2008 (pari a 402,7 l/ut.g), in base ai dati della Tabella 8.4., con precisione di  $\pm 1,5$  l/ut.g (valore certamente più cautelativo di quanto sarebbe necessario assumere nella pratica tecnica) e grado di fiducia del 99%, utilizzando la distribuzione t-student (per tenere conto della limitata dimensione dei campioni e della non conoscenza della distribuzione della media campionaria), occorrono 70,10 misure (che ripartite fra gli strati secondo la (8.11), arrotondando all'itero più prossimo, aumentano a 75, pari ad una frazione campionaria del 3,6%).

**Tabella 8.4.** Stratificazione dei consumi medi delle utenze relativi al periodo 1995-2007 (Fortunato et al., 2010).

Numero di persone per utenza	Numero di utenze per strato, $N_k$	Dev. standard consumi di strato, $s(\eta_k)$ [l/ut.g]	Varianza dei consumi di strato, $s^2(\eta_k)$ [ $l^2$ /ut. $^2$ g $^2$ ]	Media dei consumi di strato, $m(\eta_k)$ [l/ut.g]	Coeff. di variazione consumi di strato, $CV_k$
1	655	1,0	1,0	155,5	0,0064
2	544	7,1	50,5	311,8	0,0228
3	359	3,8	14,1	468,4	0,0080
4	395	4,1	17,0	624,9	0,0066
5	107	8,7	75,8	774,5	0,0112
$\geq 6$	14	7,7	59,9	933,1	0,0083
<b>Totali</b>	<b>N</b> 2.074	<b>s(<math>\eta</math>)</b> 200,6	<b>s<sup>2</sup>(<math>\eta</math>)</b> 40.240,5	<b>m(<math>\eta</math>)</b> 377,2	<b>CV</b> 0,5318

Estraendo in maniera casuale e senza ripetizioni 1.000 campioni di 75 misure dall'insieme dei consumi noti del 2008, la media campionaria è variata tra 400,0 l/ut.g e 404,5 l/ut.g, con valor medio (stima del valore atteso della media campionaria) esattamente pari a 402,7 l/ut.g e deviazione standard di 0,75 l/ut.g; di conseguenza l'intervallo di confidenza simmetrico dello stimatore  $m(y)$ , con grado di fiducia del 99%, risulta  $402,7 \pm 1,9$  l/ut.g.

Per ciascuna estrazione sono stati inoltre calcolati le varianze dello stimatore, mediante la (8.10) (utilizzando le  $s^2(y_k)$  in luogo delle  $s^2(\eta_k)$ ), ed i corrispondenti intervalli di confidenza della stima con grado di fiducia del 99%: nel 98,7% dei casi l'intervallo di confidenza della stima ha contenuto il "vero" valore di  $m(\eta)$ .

L'ampiezza dell'intervallo di confidenza della variabile  $m(y)$  ( $\pm 1,9$  l/ut.g.) e la percentuale di "correttezza" degli intervalli di confidenza delle singole stime, sono dovute in parte al numero ed alla specifica selezione dei campioni, ma anche al fatto che la distribuzione dei consumi, nel caso in esame, potrebbe non essere perfettamente simmetrica. A tal proposito, si è infatti verificato che né la distribuzione normale, né la log-normale, si adattano

bene all'insieme delle medie campionarie.

### 8.6. Considerazioni finali

I risultati del primo caso di studio teorico, dimostrano che il campionamento stratificato è sempre preferibile al campionamento casuale semplice, consentendo a parità di condizioni significative riduzioni della dimensione campionaria. Per poterlo applicare è però necessario disporre di dati di consumo idonei alla stima delle varianze di strato, nonché di altre informazioni (da cui possano dipendere i consumi idrici) sulle utenze costituenti la popolazione in studio, per potere operarne la stratificazione ovvero a suddividerla in gruppi omogenei.

Se non si hanno adeguati dati di consumo, ma è comunque possibile individuare una realtà simile per la quale si disponga di dati sufficienti a stimare le varianze dei consumi di strato, si possono adottare tali valori anche per la rete in esame.

Il campionamento casuale può però comunque essere una valida alternativa nel caso in cui non si riesca ad operare la stratificazione: basta suddividere la popolazione in macro categorie o sub-popolazioni (utenze domestiche indipendenti, utenze condominiali ed utenze commerciali, ad esempio).

Il secondo caso di studio dimostra che è possibile ottenere dei buoni risultati anche limitandosi a considerare, come unica variabile di stratificazione, il numero delle persone corrispondenti all'utenza. La scelta di tale variabile può determinare degli strati molto omogenei, con ridotta varianza dei consumi, e numerosità campionarie conseguentemente molto ridotte, anche per elevate precisioni di stima.

Se si verifica inoltre, come nel caso in esame, che le varianze di strato siano pressoché costanti nel periodo di taratura del modello (pur potendo variare, anche sensibilmente, i consumi medi), è allora possibile che il piano di campionamento progettato rimanga valido anche negli anni a venire. Le dimensioni campionarie possono, ad ogni modo, essere costantemente verificate e ricalibrate, sulla base delle varianze campionarie di strato.

Per avere degli elementi di controllo e la possibilità di rivalutare la composizione del campione di utenze, è consigliabile che la rete di misuratori eventualmente da installare sia, nei limiti della convenienza tecnica ed economica del metodo, di dimensioni maggiori di quelle strettamente necessarie.

Il metodo proposto risulta vantaggioso anche quando, presso le utenze del distretto in esame, i contatori sono presenti e funzionanti, in quanto il tempo necessario alla lettura dell'intero parco contatori può essere incompatibile con le

esigenze dei processi decisionali di asset management e con il monitoraggio delle perdite idriche a scala temporale ridotta. Le letture sarebbero inoltre effettuate in condizioni, tempi e da operatori differenti e ciò può rendere i risultati meno precisi rispetto alle stime condotte sulla base di un minore numero di misure, ma più omogenee, precise ed affidabili.

Si osserva infine che la tecnica del campionamento dei consumi possiede delle notevoli potenzialità, che potrebbero proficuamente applicarsi alla stima dei consumi idrici per scopi diversi da quello proposto, ad esempio nella calibrazione di modelli di consumo.



# Descrizione del modello di selezione degli interventi in condizioni di scarsità di dati, ed applicazioni numeriche

### 9.1. Introduzione

Come già detto in precedenza, la gestione delle reti di distribuzione dovrebbe essere basata sul monitoraggio delle loro condizioni fisiche e dei parametri idraulici di funzionamento, nonché sulla registrazione degli interventi di manutenzione e riabilitazione eseguiti nel tempo.

I gestori si trovano spesso nella difficile situazione di dover gestire infrastrutture con scarsi livelli di performance, cattivo stato di manutenzione ed elevati livelli di perdita, avendo a disposizione budget limitati per attuare interventi di miglioramento della qualità del servizio.

È tuttavia evidente che il processo decisionale sugli investimenti da effettuare non può fare a meno di un minimo livello di conoscenza, che va acquisito in ogni caso.

Per individuare i distretti di rete e le singole condotte che presentano le maggiori criticità, la tipologia e la pianificazione ottimale degli interventi da effettuare, sono ormai disponibili vari decision support systems - quali ad esempio CARE-W (*Sægvov*, 2005), WaterPipe (*Bimpas et al.*, 2007; *Kiss*, 2007) e Siroco, della società francese Cemagref.

Benché siano indubbiamente utili, i DSS richiedono tuttavia una grande quantità di dettagliati ed affidabili dati di input, quali:

- topografia della rete;
- caratteristiche di condotte, giunti e dispositivi di misura;
- profondità di posa delle condotte;
- natura dei terreni di posa;

- spessore residuo della parete delle tubazioni;
- carichi stradali;
- statistiche dettagliate su rotture, perdite e fallanze del servizio.

Molto spesso però, anche i gestori più efficienti, hanno una conoscenza limitata delle caratteristiche e del funzionamento delle reti e degli impianti.

È quindi necessario adottare approcci più pragmatici alla riabilitazione delle reti, sviluppando strumenti di selezione delle opzioni d'intervento che siano in grado di affrontare il problema della scarsità di informazioni, conducendo possibilmente a soluzioni robuste, sfruttando al meglio le limitate risorse economiche e temporali, disponibili.

Questo approccio, oltre ad essere necessario in casi di carenza di dati, è comunque sempre auspicabile anche nelle realtà in cui i dati sono disponibili ma non prontamente utilizzabili. In molti casi infatti i dati sono sì presenti, ma archiviati sistematicamente, non strutturati e spesso dispersi nelle banche dati e nei sistemi informativi dei vari dipartimenti, divisioni e strutture operative in cui sono articolati i gestori. Ciò comporta un significativo impegno di risorse umane, temporali ed economiche, in fase di indagine ed elaborazione, preliminarmente all'applicazione dei modelli di supporto alle decisioni.

È abbastanza intuitivo attribuire priorità di riabilitazione alle parti di rete ed alle condotte più vetuste, e a quelle che presentano i maggiori livelli di perdita, frequenze di rottura e pressioni di esercizio. Intervenire su questi asset, pur consentendo di ridurre, almeno in un primo momento, il numero di rotture, i volumi idrici persi ed i costi di manutenzione, non è tuttavia la scelta migliore, dal momento che non assicura il miglioramento generale di livelli di servizio.

A tale scopo è invece necessario valutare le performance complessive conseguibili dalla rete, grazie all'esecuzione di interventi di riabilitazione anche in aree escluse durante lo screening iniziale, secondo un approccio più olistico (*Dandy & Engelhardt*, 2001), e per far ciò non si può prescindere dall'adozione di sistemi di supporto alle decisioni che integrino efficienti simulatori idraulici.

Una crescente produzione scientifica, che tratta il tema della pianificazione degli interventi di riabilitazione delle reti idriche in condizioni d'incertezza e scarsità di informazioni, ricorre frequentemente a modelli di ottimizzazione meta-euristici basati su algoritmi genetici (*Alvisi & Franchini*, 2006; *Alvisi & Franchini*, 2009). Questi modelli affrontano spesso il problema dell'incertezza aleatoria (*Savic*, 2005), consistente nelle fluttuazioni casuali delle variabili all'interno dei problemi oggetto di studio, che è intrinsecamente irriducibile ma può essere trattata per mezzo di approcci statistici. L'incertezza epistemica, dovuta alla carenza di dati ed informazioni ovvero alla non perfetta conoscenza dei fenomeni studiati (*Savic*, 2005), può invece essere affrontata cercando un modo per limitare al minimo possibile l'ammontare di informazioni necessarie, ad esempio utilizzando indici di performance sintetici, calcolabili sulla base di

un limitato numero di dati, in modo da minimizzare ed ottimizzare l'impiego di risorse economiche e di tempo per acquisire le informazioni non prontamente disponibili.

## 9.2. Modello di supporto di selezione delle azioni di riabilitazione

Viene nel seguito illustrato il modello di supporto alle decisioni nella riabilitazione delle reti di distribuzione in condizioni di scarsità di dati, che è stato sviluppato. Tale modello, pragmaticamente finalizzato alla selezione delle migliori opzioni d'intervento sulla base di significativi e concisi indici di performance, comprende ed integra:

- Un modulo per l'esecuzione di simulazioni idrauliche head-driven, in modo da simulare l'effettiva dipendenza delle portate erogate alle utenze e delle perdite idriche, dalle pressioni in rete.
- Uno strumento di ottimizzazione meta-euristica multi-obiettivo, finalizzato all'esplorazione dello spazio delle possibili soluzioni ed alla loro comparazione e selezione.

### 9.2.1. Indici di performance adottati

Fra i vari indici di performance di letteratura tecnica (*Alegre et al.*, 2000), sono stati adottati quelli descritti di seguito, in quanto valutabili in base ad un quantitativo di dati ragionevole ma comunque molto significativi dello stato della rete e delle performance del servizio, conseguibili grazie all'esecuzione delle alternative opzioni d'intervento.

- *Tasso di rottura medio della rete*

Esistono in letteratura sofisticate e complesse modellazioni (*Economou et al.*, 2009) del fenomeno di rottura delle condotte, basate su fini analisi statistiche, in grado di quantificare le probabilità e le frequenze di rottura dei singoli asset in funzione del tempo, e dunque di guidare alla pianificazioni delle sostituzioni ottimale in termini finanziari.

Tali modelli statistici richiedono tuttavia una grande quantità di affidabili e dettagliati dati di rottura. Purtroppo spesso anche i gestori più efficienti non archiviano in maniera sistematica gli interventi di riparazione delle rotture, che non vengono nemmeno georiferiti ma indicati semplicemente con un indirizzo più o meno preciso e ciò ne rende difficile persino la corretta attribuzione alle condotte. Inoltre le serie storiche dei dati di rottura disponibili sono frequentemente troppo

brevi per potere applicare le modellazioni statistiche ed ottenere risultati soddisfacenti (*Ugarelli et al.*, 2010).

La valutazione dello stato fisico complessivo delle condotte della rete o del distretto è un elemento imprescindibile per la selezione degli asset a cui attribuire priorità di riabilitazione (*Cannarozzo et al.*, 2006), pertanto occorre comunque un'analisi dei dati di manutenzione e rottura disponibili, che vanno georiferiti per potere essere ricondotti alle condotte di afferenza (*Resenterra et al.*, 2007), di cui valutare i tassi di rottura.

È stato dunque definito un semplice tasso medio di rottura delle condotte, *mean failure rate*, *MFR*, visto come un indicatore delle condizioni fisiche del sistema per stimare l'effetto della riabilitazione dei singoli asset, e stimato come la media pesata dei tassi di rottura delle condotte,  $\lambda_j$ , con pesi le lunghezze delle condotte stesse,  $l_j$ :

$$MFR = \frac{\sum_j \lambda_j \cdot l_j}{\sum_j l_j} \quad (9.1)$$

- *Indice di affidabilità*

L'affidabilità di una rete, ovvero la sua capacità di fornire prestazioni sufficienti, è spesso definita in termini probabilistici (Capitolo 3).

In questa sede si è invece preferito adottare un indice più diretto dell'affidabilità del sistema di distribuzione, di certo più adeguato ad una condizione di scarsa conoscenza del sistema, evitando l'ambiccate formulazioni probabilistiche. Si è pertanto deciso di adottare l'indice di affidabilità  $R_s$  introdotto da *Bertola & Nicolini* (2006), definito come la capacità della rete di soddisfare le domande idriche ai nodi, in un certo periodo di tempo, e dato dal rapporto del volume idrico complessivo effettivamente erogato alle utenze e del volume totale richiesto dalle utenze stesse:

$$R_s = \frac{\sum_i V_{ero,i}}{\sum_i V_{req,i}} \quad (9.2)$$

dove  $V_{ero,i}$  è il volume effettivamente fornito al nodo  $i$ -simo,  $V_{req,i}$  è il volume richiesto al medesimo nodo, e la sommatoria è estesa a tutti i nodi.

In effetti, se il periodo di funzionamento preso in considerazione per il calcolo dell'indice è sufficientemente lungo, la misura dell'affidabilità ottenuta approssima con sufficiente precisione la probabilità che il sistema, nella configurazione in studio, sia in grado di fornire livelli di servizio sufficienti.

- *Indice di efficienza*

L'efficienza della rete nei riguardi delle perdite idriche può essere valutata e definita in vari modi.

Benché la percentuale di perdite sul volume totale immesso in rete non sia il migliore parametro per confrontare reti differenti, per via dei fattori di scala che giocano un ruolo essenziale a riguardo, e nonostante la comunità scientifica internazionale sia ormai orientata verso l'applicazione di indici che eliminano le distorsioni dovute alla dimensione delle reti da confrontare, adottando indici quali l'ILI, nella pratica tecnica - soprattutto nel nostro Paese - l'espressione percentuale delle perdite resta ancora la misura più diffusamente utilizzata.

D'altra parte nel caso della selezione degli interventi di riabilitazione di una rete, occorre quantificare l'effetto di questi ultimi sul livello di perdite idriche, e non si ha dunque il problema del raffronto fra reti diverse, con i conseguenti problemi legati alla dimensione del problema.

Per prendere in considerazione l'effetto delle perdite idriche sulle performance del sistema, si è dunque deciso di adottare l'indice di efficienza  $E$  definito da Bertola & Nicolini, espresso dalla frazione del volume totale immesso in rete, che viene effettivamente consegnata alle utenze:

$$E = \frac{ADV}{ADV + TLV} \quad (9.3)$$

dove  $ADV$  è il volume effettivamente erogato agli utenti e  $TLV$  è il volume totale perso a causa delle perdite.

- *Indice di resilienza*

Quale indice della resilienza e della robustezza delle alternative di riabilitazione, è stato scelto il ben noto indice di resilienza  $I_r$  di *Todini* (2000).

Come detto in precedenza la resilienza è una misura della capacità della rete di superare future condizioni operative critiche - dovute ad incrementi della domanda idrica o delle perdite, ed in definitiva delle portate circolanti, ovvero all'esclusione di una o più condotte dal

servizio, per eseguire lavori di riparazione di rotture, di manutenzione o di sostituzione, ecc. - oltre a quelle considerate in fase di progetto, attingendo al surplus energetico disponibile rispetto alle condizioni operative standard.

In queste situazioni si verifica infatti l'aumentano delle dissipazioni di energia e, per evitare o almeno limitare al minimo le fallanze del servizio di distribuzione, è estremamente utile poter disporre di carichi e potenza idraulica maggiori di quelli strettamente necessari, in modo da aumentare l'affidabilità del servizio e la robustezza delle scelte progettuali.

La potenza idraulica totale in ingresso in rete,  $P_{tot}$ , è data dalla:

$$P_{tot} = \gamma \sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k \quad (9.4)$$

dove  $Q_k$  ed  $H_k$  sono, rispettivamente, la portata immessa in rete ed il carico idraulico in corrispondenza del k-esimo serbatoio che alimenta il sistema,  $n_r$  è il numero di serbatoi e  $\gamma$  il peso dell'unità di volume dell'acqua.

La potenza idraulica dissipata all'interno della rete  $P_{int}$  è data dalla differenza tra  $P_{tot}$  e la potenza idraulica complessivamente erogata agli utenti  $P_{ext}$ ,  $P_{int} = P_{tot} - P_{ext}$ .

$P_{ext}$  è a sua volta calcolabile con la:

$$P_{ext} = \gamma \sum_{i=1}^{n_n} q_i h_i \quad (9.5)$$

in cui  $h_i$  e  $q_i$  sono, rispettivamente, il carico effettivo e la portata erogata al nodo i-simo, ed  $n_n$  è il numero di nodi del sistema.

La massima potenza idraulica che può essere dissipata all'interno della rete nel rispetto dei carichi minimi ai nodi,  $h_{i\ min}$ , necessari ad erogare le portate richieste,  $q_{i\ req}$ , è quindi data da:

$$P_{int\ max} = P_{tot} - \gamma \sum_{i=1}^{n_n} q_{i\ req} h_{i\ min} \quad (9.6)$$

essendo il sottraendo a secondo membro della (9.6) la potenza idraulica richiesta dagli utenti.

L'indice di resilienza,  $I_r$ , è infine definito come:

$$I_r = \frac{P_{int\ max} - P_{int}}{P_{int\ max}} = 1 - \frac{P_{int}}{P_{int\ max}} \quad (9.7)$$

In base alla definizione originaria – facente riferimento a condizioni ideali di funzionamento, in assenza di perdite idriche e con domande ai nodi pienamente soddisfatte –  $I_r$  può assumere soltanto valori positivi e variare nell'intervallo  $[0, 1)$ : non può mai essere pari ad 1 in quanto ciò comporterebbe la totale assenza di dissipazioni energetiche. In effetti l'indice di resilienza fu ideato dall'autore per essere utilizzato quale criterio di scelta tra alternative di progetto di nuove reti di distribuzione (e quindi non era contemplata la possibilità che vi siano dei nodi con carichi insufficienti all'erogazione delle portate ivi richieste).

In questo lavoro è stata adottata una formulazione leggermente differente: nel calcolare  $P_{int}$ , sono state utilizzate le portate effettivamente erogate, in luogo delle domande. In condizioni critiche le portate erogate possono infatti essere inferiori alla domande e, di conseguenza,  $I_r$  può anche essere negativo (*Fortunato et al.*, 2011). Da ciò deriva che:

- un  $I_r > 0$  non comporta necessariamente il soddisfacimento delle portate e dei carichi minimi in tutti i nodi della rete, ma indica che il sistema possiede risorse energetiche sufficienti ad affrontare future condizioni operative critiche (grazie al surplus di carico in alcuni nodi), evitando o minimizzando l'insorgere di deficit prestazionali o il loro peggioramento;
- se  $I_r = 0$ ,  $P_{int} = P_{int\ max}$ , possono ovviamente esserci nodi in condizioni critiche e la rete non possiede alcuna riserva energetica (gli effetti surplus di carico in alcuni nodi sono "annullati" da quelli del deficit di carico nei nodi in crisi).
- quando infine  $I_r < 0$ , allora  $P_{int} > P_{int\ max}$ , ma ciò non comporta necessariamente il mancato soddisfacimento delle portate e dei carichi minimi in tutti i nodi della rete (potrebbero ancora esserci alcuni nodi con carico sufficienti al soddisfacimento delle domande relative).

È opportuno sottolineare che, in condizioni ordinarie di reti con perdite idriche, la potenza idraulica totale in ingresso alla rete  $P_{tot}$  non è interamente disponibile per le utenze, dal momento che una parte di essa è dovuta ed assorbita dalle perdite. In tal caso, per sistemi di distribuzione alimentati da un unico nodo (un unico serbatoio, ad

esempio), la potenza idraulica totale in ingresso alla rete, disponibile per le utenze, può essere valutata come:

$$P_{tot} = \gamma H \sum_{i=1}^{n_n} q_i \quad (9.8)$$

dove  $q_i$  è la portata effettivamente erogata al nodo  $i$ -esimo e le altre quantità,  $P_{int}$  e  $P_{int\ max}$ , sono calcolate come descritto in precedenza.

Se la rete è invece alimentata da più di un serbatoio, essendo impossibile stimare la frazione della portata immessa in rete, in corrispondenza di ciascun serbatoio, dovuta alle perdite (e decurtarla dalla potenza complessiva, onde stimare la potenza totale a disposizione delle utenze), è necessario adottare qualche precauzione nel calcolo di  $P_{int}$  e  $P_{int\ max}$ , utilizzando le formule seguenti (Arena et al., 2010) sviluppate ad hoc, e non molto dissimili da quelle riportate, qualche tempo dopo, in Saldarriaga et al. (2010):

$$P_{int} = \gamma \sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k - \gamma \sum_{n=1}^{n_n} (q_i + Q_{ileak}) h_i \quad (9.9)$$

$$P_{int\ max} = \gamma \sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k - \gamma \sum_{n=1}^{n_n} (q_{ireq} h_{i\ min} + Q_{ileak} h_i) \quad (9.10)$$

in cui  $Q_{i\ leak}$  è la perdita idrica concentrata al nodo  $i$ -esimo e  $Q_k$  include sia le portate erogate che le perdite.

### 9.2.2. Modello idraulico

Per simulare la dipendenza delle portate erogate ai nodi dalle pressioni effettive ivi presenti, sono state eseguite simulazioni head-driven tramite una versione modificata del ben noto software Epanet-2 (Morley & Tricarico, 2008), sviluppata al *Centre for Water Systems* dell'*University of Exeter*, utilizzando *emitter* per modellare l'effettiva dipendenza delle portate erogate,  $Q_{ero}$ , dalle pressioni nodali,  $p$ .

La versione modificata di Epanet-2 impiegata consente di utilizzare due tipologie principali di emitter: *normal emitter* e *pressure-driven PDD emitter*.

I primi funzionano esattamente come gli emitter della versione standard di Epanet-2, salvo il fatto di restituire portata erogata nulla per valori di pressione negativi, e rispondono all'equazione:

$$Q = c \cdot p^\alpha \quad (9.11)$$

in cui  $c$  è il coefficiente dell'emitter (che va impostato in fase di input),  $Q$  la portata erogata,  $p$  la pressione nodale ed  $\alpha$  l'esponente dell'emitter. A differenza della versione standard, la versione di Epanet adottata consente di adottare un esponente diverso per ogni emitter, in modo da calibrare al meglio la relazione tra perdite idriche e pressioni, in funzione delle caratteristiche locali delle condotte.

La seconda tipologia di emitter, i PDD, è invece estremamente utile per modellare la dipendenza delle portate erogate dalle pressioni ai nodi, in quanto limita il valore della portata erogata,  $Q_{ero}$ , alla portata richiesta,  $Q_{req}$ , quando la pressione effettiva in quel nodo,  $p$ , è maggiore della pressione necessaria,  $p_{req}$ , per la completa erogazione della portata richiesta  $Q_{req}$ .

La relazione tra  $Q_{ero}$  e  $p$  assunta è espressa dalle seguenti equazioni:

$$Q_{ero} = Q_{req} \sqrt{\frac{p - p_{min}}{p_{req} - p_{min}}} \quad \text{se } p_{min} < p < p_{req} \quad (9.12)$$

$$Q_{ero} = Q_{req} \quad \text{se } p \geq p_{req} \quad (9.13)$$

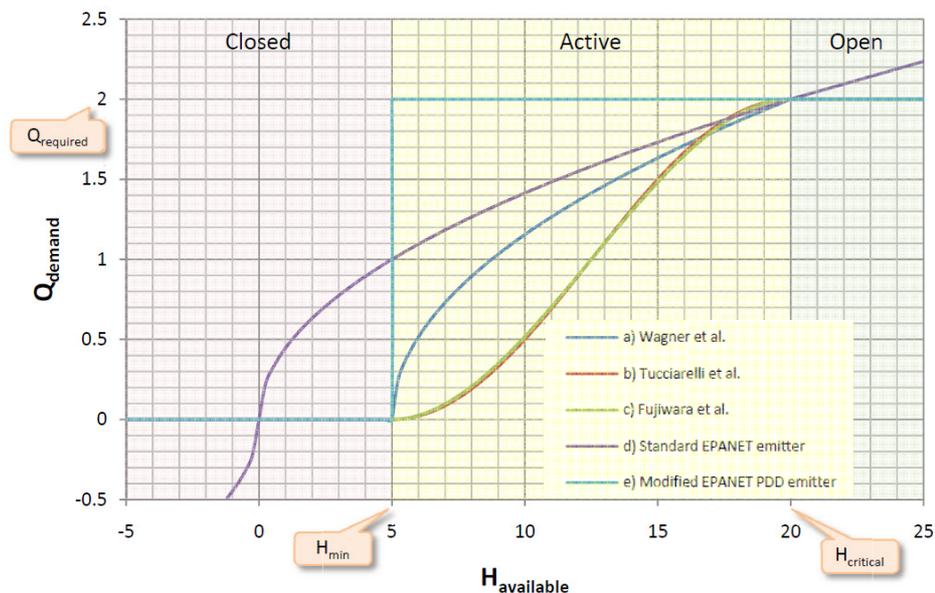
$$Q_{ero} = 0 \quad \text{se } p \leq p_{min} \quad (9.14)$$

essendo  $p_{min}$  la pressione minima per la quale si ha erogazione non nulla. In effetti anche per questa tipologia di emitter è possibile impostare un esponente del termine  $[(p-p_{min})/(p_{req}-p_{min})]$  diverso da 0,5 e, se ritenuto opportuno, diverso per ogni emitter.

Come appare evidente, la relazione tra portata erogata e pressione, assunta di default, è quella proposta da *Wagner* (1988), è tuttavia possibile, ricompilando il codice (cosa in vero non immediata, o alla portata di tutti gli utenti), adottare altre relazioni (Figura 9.1), quali quella di *Tucciarelli et al.* (1999) e quella di *Fujiwara et al.* (1998).

### 9.2.3. Modellazione delle perdite

Le perdite idriche sono state modellate collegando un normal emitter (in quanto esse crescono “indefinitamente” con la pressione) a ciascun nodo reale di rete, che è invece un PDD emitter, tramite un tubo fittizio di lunghezza e scabrezza trascurabili, in modo che la pressione in corrispondenza del normal emitter (emitter-perdita) sia pari a quella del nodo reale.



**Figura 9.1.** Relazioni portata erogata-carico nodale (Morley & Tricarico, 2008).

È stato infatti assunto che le perdite idriche distribuite lungo le condotte,  $q_{leak}$ , possano essere concentrate in corrispondenza dei nodi di estremità. Tali perdite localizzate,  $Q_{leak}$ , sono infine state supposte funzione lineare delle corrispondenti pressioni nodali,  $p$ , i coefficienti di proporzionalità essendo i coefficienti dei normal emitter. Questi ultimi sono calcolati, secondo la (9.11), come il rapporto tra la perdita localizzata di riferimento,  $Q_{leak,ref}$ , (data dalla somma dei contributi delle perdite distribuite di riferimento,  $q_{leak,ref}$ , lungo i lati concorrenti nel nodo), alla pressione di riferimento (la pressione riscontrabile in rete, nell’area del nodo, durante le operazioni di quantificazione delle perdite),  $p_{ref}$ , sulla pressione di riferimento stessa:

$$c = \frac{Q_{leak,ref}}{P_{ref}} \quad (9.15)$$

Le pressioni di riferimento possono derivare da una campagna di misura, contemporanea alle operazioni di quantificazione delle perdite) ovvero dai dati operativi acquisiti dal sistema di telemisura e telecontrollo, ove presente.

Le perdite distribuite lungo i lati della rete potrebbero in teoria essere valutate tramite *step tests*, che probabilmente risulterebbero però eccessivamente onerosi se spinti a tale risoluzione spaziale (non è neanche scontato che, in base alla densità degli organi di sezionamento, si possa arrivare a tale livello). È dunque certamente preferibile determinarle con metodi alternativi, ad esempio ripartendo la portata di perdita derivante dal bilancio idrico – condotto ad esempio applicando il metodo di campionamento statistico dei consumi, descritto in precedenza (Capitolo 8) – o dall’analisi dei flussi minimi notturni, a scala di distretto, fra i lati stessi, in ragione dei tassi di rottura e delle pressioni di riferimento corrispondenti.

In effetti, pur essendo le rotture più rilevanti associate alle perdite emergenti (perdite da rotture segnalate – *reported bursts* – facilmente individuabili e riparabili, e dunque ragionevolmente assenti in fase di valutazione delle perdite), i tassi di rottura, da esse derivati, possono comunque essere considerati un buon indicatore dello stato fisico delle condotte e, in definitiva, della presenza di cause di perdite non emergenti (lesioni, fratture e rotture di minore entità, problemi di tenuta dei giunti ecc.).

In base ai concetti BABE (*bursts and background estimate*, Hamilton *et al.*, 2006), le perdite relative a ciascun lato, ipotizzando l’assenza di perdite emergenti, sono costituite da due componenti essenziali:

- Perdite di sottofondo, dovute a fori, lesioni o fratture, di minima entità, minimi trafileamenti dai giunti o dagli strumenti di misura e dagli organi di manovra, difficilmente individuabili e dunque, in massima parte ineliminabili.
- Perdite da rottura non emergenti, dovute a fori, lesioni o fratture tali da dare luogo a perdite che, per essere individuate e riparate, richiedono l’esecuzione di campagne di ricerca e localizzazione in campo (e sono pertanto altresì dette perdite occulte).

Il contributo delle prime è calcolabile in base alle formule dedotte dall’IWA Water Loss Task Force, in vero pensate in origine per la quantificazione delle componenti di perdita a scala di rete, nell’ipotesi che rimangano valide anche a scala di singola condotta. In particolare, essendo le perdite di sottofondo sostanzialmente ineliminabili, esse possono essere assunte pari alla corrispondente componente (*background losses*) delle UARL

(unavoidable annual real losses – perdite idriche ineliminabili, valutate su base annua, Tabella 4.2):

$$\text{Background Losses} = (9,6 L_m + 0,60 N_c + 16 L_p) P \quad (9.16)$$

in cui  $L_m$  è la lunghezza delle condotte in km,  $N_c$  è il numero di allacci di utenza,  $L_p$  è la lunghezza in km degli allacci tra il confine di proprietà/limite di strada ed il contatore d'utenza, e  $P$  è la pressione in m di colonna d'acqua; la formula restituisce le perdite (inevitabili) di sottofondo in *l/giorno* che, dividendo per la lunghezza della condotta, possono poi essere espresse in *l/s/km*.

Il contributo delle perdite non emergenti è invece valutabile dalla perdita idrica complessiva del distretto, dedotte le perdite di sottofondo, ipotizzandole ragionevolmente proporzionali allo stato di degrado fisico delle condotte, e dunque ai tassi di rottura, ed alle pressioni.

La differenza tra le perdite idriche totali nel distretto e le predite di sottofondo dà infatti, in assenza di perdite emergenti attive, le perdite non emergenti complessive nel distretto,  $Q_{\text{non-emerging,leak}}$ . Queste ultime possono poi essere ripartite tra i lati della rete proporzionalmente ai tassi di rottura, alle lunghezze ed alle pressioni medie corrispondenti (media delle pressioni ai nodi di estremità in fase di quantificazione delle perdite) secondo la formula seguente (nell'ipotesi di relazione lineare tra perdite e pressioni):

$$Q_{\text{non-emerging leak},i} = \frac{\lambda_i l_i p_{\text{med},i}}{\sum_i \lambda_i l_i p_{\text{med},i}} Q_{\text{non-emerging leaks}} \quad (9.17)$$

in cui  $\lambda_i$  è il tasso di rottura della condotta  $i$ -esima,  $l_i$  la lunghezza e  $p_{\text{med},i}$  la pressione media, e la sommatoria è estesa a tutti i lati del distretto di rete.

Calcolate le  $Q_{\text{non-emerging},i}$ , queste possono essere ricondotte all'unità di lunghezza di condotta e, sommate alle perdite di sottofondo corrispondenti, dare luogo alle perdite idriche distribuite di riferimento,  $q_{\text{leak,ref}}$ , necessarie per applicare il modello.

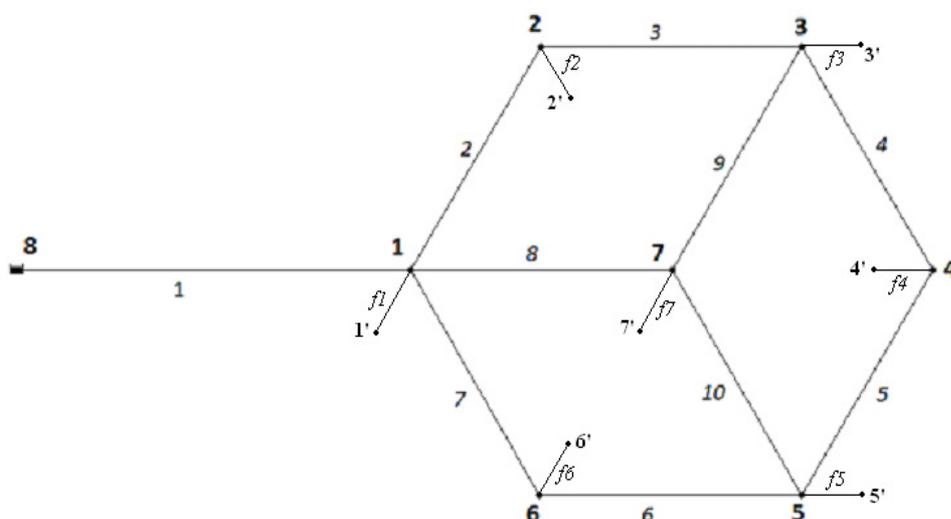
#### 9.2.4. Tool di ottimizzazione

Per esplorare in maniera efficiente lo spazio delle possibili soluzioni, è stato utilizzato un software sviluppato al Centre for Water Systems dell'University of Exeter, denominato GANetXL (*Savic et al.*, 2011), che impiega l'algoritmo genetico NSGA-II (*Deb et al.*, 2002) per risolvere problemi di ottimizzazione multi-obiettivo (Capitolo 5).

### 9.3. Applicazione numerica, risultati e discussione

Per testare il modello è stato messo a punto un caso di studio teorico (Fortunato *et al.*, 2011), contenente esclusivamente le informazioni strettamente necessarie a valutare le condizioni fisiche della rete, ovvero i tassi di rottura delle condotte, e ad eseguire le simulazioni idrauliche, onde calcolare gli indici di performance, in base a cui selezionare gli interventi di riabilitazione ottimali: topologia della rete, lunghezze, diametri, materiali e scabrezze delle condotte, domande nodali e perdite idriche di riferimento.

Data la rete ipotetica con condotte in ghisa sferoidale mostrata in Figura 9.1, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 9.1, le analisi sono state eseguite in riferimento ad un periodo operativo di funzionamento di durata unitaria (ad esempio l'ora di punta del giorno di massimo consumo dell'anno), utilizzando le portate, in luogo dei volumi, per il calcolo degli indici di performance.



**Figura 9.1.** Schema topologico della rete (Fortunato *et al.*, 2011).

Sono state assunte una pressione richiesta  $p_{req}$  di 35m, per erogare completamente le portate richieste ai nodi,  $Q_{req}$ , ed una pressione minima di erogazione  $p_{min}=0$ m.

In Figura 9.1, con 1', 2' ... 7' sono indicati i normal emitter che modellano le perdite idriche, collegati ai nodi reali, che sono invece PDD emitter, tramite i tubi fittizi di lunghezza e scabrezza trascurabili, f1, f2 ... f7.

Le perdite idriche distribuite ipotizzate,  $q_{leak,ref}$ , ad una pressione media di riferimento  $p_{ref}=30m$ , sono riportate in Tabella 9.1 insieme ai tassi di rottura delle condotte,  $\lambda$ .

**Tabella 9.1.** Caratteristiche della rete (Fortunato et al., 2011).

Lato	Lunghezza $L$ [m]	Diametro $D$ [mm]	Scabrezza $\varepsilon$ [mm]	Perdita idrica $q_{leak,ref}$ [l/s/km]	Tasso di rottura $\lambda$ [n./km/anno]	Nodo	Quota topografica $z$ [m]	Portata richiesta $Q_{req}$ [l/s]
1	850	200	0,15	1,05	0,25	1	455	5
2	300	150	0,15	1,95	0,40	2	465	5
3	300	100	0,15	1,65	0,55	3	490	5
4	300	100	0,15	1,35	0,55	4	490	5
5	300	100	0,15	1,35	0,55	5	490	5
6	300	100	0,15	1,65	0,55	6	470	5
7	300	150	0,15	1,95	0,40	7	480	7
8	300	150	0,15	1,95	0,40	Serbatoio	Livello [m]	
9	300	100	0,15	1,65	0,55			
10	300	100	0,15	1,65	0,55	8	530	

In base ai dati della Tabella 9.1, il tasso medio di rottura della rete MFR è di 0,4401 rotture/km/anno, mentre dalle simulazioni idrauliche risulta che:

- La portata complessivamente immessa in rete ADV+TLV è di 43,96l/s; la portata totale consegnata alle utenze ADV è pari a 35,71l/s; le perdite idriche TLV ammontano a 8,25l/s, pari al 18,77% della portata in ingresso alla rete; l'efficienza E è dunque uguale a 0,8123.
- I nodi 3, 4 e 5 sono in crisi, in quanto caratterizzati da una pressione minore di quella richiesta  $p_{req}$  ed erogano pertanto una portata inferiore a  $Q_{req}$ ;  $R_s$  è uguale a 0,9651.
- Dal momento che l'aliquota di potenza idraulica in ingresso alla rete dovuta alle portate nodali è inferiore alla potenza idraulica richiesta dalle utenze,  $\gamma \sum_i q_i req h_i min$ , e dunque  $P_{int max} < 0$ , l'indice di resilienza non può essere valutato.

A partire da questa condizione di crisi, sono state considerate alcune possibili opzioni di intervento:

- Sostituzione di condotte esistenti con condotte in PEAD ( $\varepsilon=0,005mm$ ) di diametro esterno compreso tra 110 e 355mm. I costi di sostituzione adottati, derivati da *Alvisi & Franchini* (2009), sono riportati in Tabella 9.2. Considerando che la sostituzione comporta l'eliminazione di una parte delle perdite (ovvero le perdite non-emergenti lungo le condotte

principali, benché le perdite nella rete secondaria e negli allacci delle utenze permangano), è stato ipotizzato che, dopo la sostituzione, le perdite lungo la condotta 1 siano trascurabili e che quelle lungo le altre condotte diminuiscano di circa il 40% dei valori originari (alla pressione di riferimento di 30m; i coefficienti degli emitter che modellano le perdite sono stati ricalcolati di conseguenza). I tassi di rottura post-sostituzione sono stati supposti pari a 0,10 rotture/km/anno, indipendentemente dal diametro.

- Ricerca e riduzione delle perdite idriche che consenta una riduzione delle perdite ipotizzate di circa un terzo dei valori originari, per tutte le condotte, tranne che per la condotta 1, per la quale una riduzione dell'80% è stata invece assunta (in considerazione del fatto che lungo il suo tracciato non ci sono allacci di utenze né connessioni con condotte della rete secondaria); è stato adottato un costo unitario complessivo di 700€/km, comprensivo della riparazione delle perdite individuate (Alvisi & Franchini, 2009).
- Cement mortar lining, CML, consistente nella rimozione della ruggine e delle concrezioni calcaree dall'interno della tubazione e nel successivo rivestimento della superficie interna con uno strato di malta cementizia dello spessore di 6-14mm (in base al diametro del tubo), con l'effetto di ridurre la scabrezza ad una scabrezza "a tubi nuovi" (0,05mm). Dal momento che l'effetto del CML sulla riduzione delle perdite idriche e dei tassi di rottura, in particolare, non è molto rilevante, è stato assunto che le perdite lungo le condotte, dopo l'intervento di riabilitazione, diminuiscano del 10% per la condotta 1 e del 5% per tutte le altre e che i tassi di rottura rimangano invariati. I costi unitari sono stati derivati dai costi di sostituzione, ipotizzando un risparmio di circa il 60% (U.S. Environmental Protection Agency, 2002). È stata anche presa in considerazione la riduzione dei diametri interni.
- Close-Fit structural Lining, CFL, che comporta l'installazione, successivamente alla pulizia della condotta da riabilitare, di un tubo di rivestimento in PE ( $\epsilon=0,005\text{mm}$ ) con diametro esterno prossimo al diametro interno del tubo ospite, perfettamente aderente alla sua superficie interna e capace di sopportare una pressione sufficientemente alta. Riguardo alle perdite ed ai tassi di rottura, sono state fatte le stesse assunzioni valide per l'opzione di sostituzione. I costi unitari sono stati derivati dai costi di sostituzione, ipotizzando un risparmio di circa il 40% (U.S. Environmental Protection Agency, 2002). La riduzione del diametro interno è stata valutata considerando un SDR (*standard dimension ratio*, rapporto tra diametro esterno e spessore della parete) del tubo di rivestimento pari a 17 (tubazioni in polietilene ad alta

densità, con SDR 17, garantiscono una pressione di esercizio ammissibile, PFA, pari a 10atm).

In fase di ottimizzazione sono stati scelti i seguenti geni: -3 per il CFL; -2 per la ricerca e la riparazione delle perdite; -1 per il CML; 0 per l'opzione di non-intervento; da 1 a 11 per la sostituzione con tubi in PEAD di diametro esterno compreso tra 110 e 355mm (Tabella 9.2).

**Tabella 9.2.** Costi unitari di sostituzione delle condotte (Fortunato et al., 2011).

Azione di riabilitazione ID	Diametro esterno [mm]	Diametro interno [mm]	Costo di sostituzione [€/m]
1	110	96,8	235,50
2	125	110,2	244,50
3	140	123,4	252,00
4	160	141,0	260,50
5	180	158,6	268,50
6	200	176,2	275,50
7	225	197,4	283,00
8	250	221,2	291,00
9	280	246,8	298,00
10	315	277,6	306,00
11	355	312,8	314,00

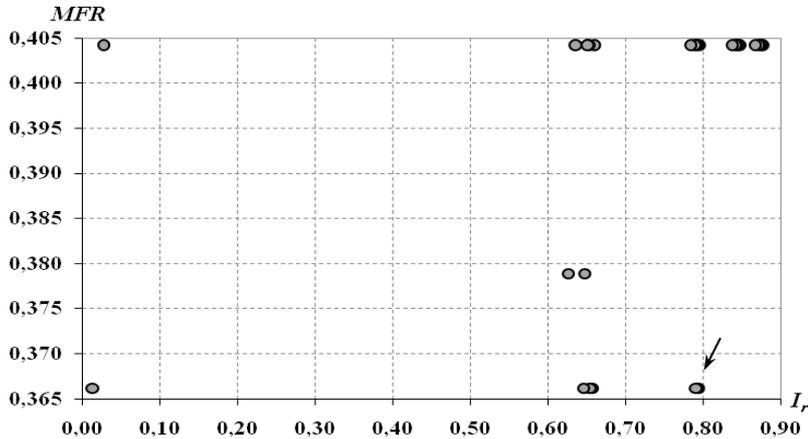
Scegliendo di massimizzare  $I_r$  ed E e di minimizzare MFR (minimizzando implicitamente i volumi idrici persi a causa delle perdite emergenti, i costi di riparazione ed i disagi alla popolazione) con un vincolo sui costi di riabilitazione, ipotizzando un budget di €300.000, si ottiene la soluzione di Figura 9.2, che è la migliore tra le varie soluzioni ottimali ottenute variando la dimensione della popolazione, il tasso di mutazione, il numero di generazioni e la popolazione iniziale.

Poiché le variazioni di  $R_s$  ed  $I_r$  con i carichi nodali sono concordi, per limitare il numero di funzioni obiettivo allo scopo di massimizzare l'efficienza dell'ottimizzazione,  $R_s$  non è stato incluso nel processo di ottimizzazione. In effetti, massimizzando  $I_r$  si massimizza anche  $R_s$ ; ovviamente  $R_s$  potrebbe rimanere inferiore all'unità (pur essendo  $I_r > 1$ ), ma è comunque possibile scegliere una delle soluzioni del fronte di Pareto, caratterizzata da  $R_s = 1$  (ammesso che ne esista almeno una).

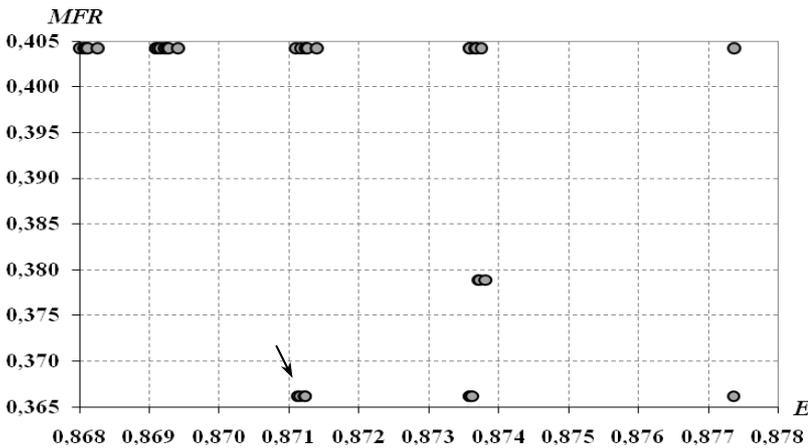
Dalla Figura 9.2.a,b. è possibile osservare che  $I_r$  ed E, date le assunzioni fatte, per questo particolare caso di studio, non sono correlati con MFR, mentre  $\max I_r$  e  $\max E$  sono generalmente due obiettivi alquanto competitivi (come appare evidente in Figura 9.2.c); infatti, quando le domande sono pienamente

soddisfatte (ovvero quando  $R_s=1$  ed  $ADV=\sum_i Q_i \text{ req}$ ,  $i=1, 2, \dots, n_n$  nodi, costante con i carichi nodali),  $I_r$  ed  $E$  subiscono variazioni opposte, dato che un  $I_r$  maggiore è dovuto a carichi nodali maggiori che, a loro volta, causano perdite più elevate (TLV) e dunque una diminuzione di  $E$  (dato da  $ADV/(ADV+TLV)$ ).

Quanto detto in precedenza dimostra l'utilità dell'uso congiunto dei tre indici di performance,  $E$ ,  $I_r$  ed  $R_s$ , insieme a all'MFR, per la selezione delle alternative di riabilitazione.

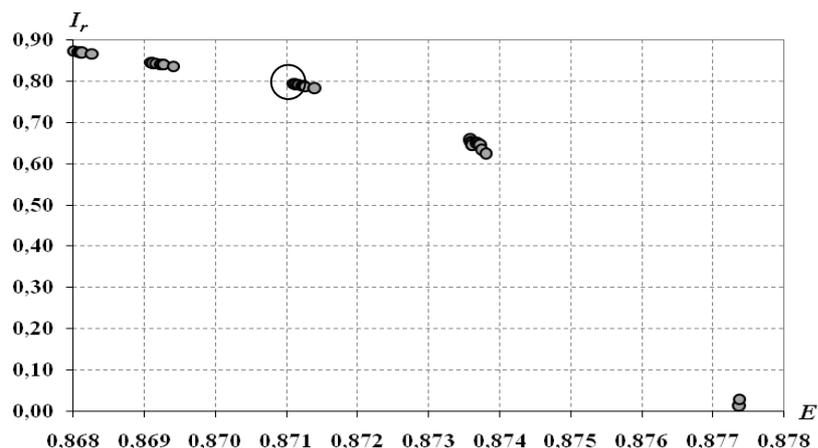


a



b

Figura 9.2.a, b. Risultato del problema di ottimizzazione: Max  $I_r$ , Max  $E$ , Min MFR con Costo totale  $\leq \text{€}300.000$  (Fortunato et al., 2011).



c

**Figura 9.2.c.** Risultato del problema di ottimizzazione:  $\text{Max } I_r$ ,  $\text{Max } E$ ,  $\text{Min MFR}$  con  $\text{Costo totale} \leq \text{€}300.000$  (Fortunato et al., 2011).

Poiché l'efficienza  $E$  delle soluzioni ottimali trovate varia in un intervallo alquanto ristretto (ampio meno dell'1%), è possibile focalizzarsi esclusivamente su  $\text{MFR}$  ed  $I_r$ , scegliendo l'opzione più resiliente fra quelle con il più basso tasso medio di rottura ed il più alto  $R_s$ , senza sacrificare troppo l'efficienza della rete.

Tale soluzione appartiene all'insieme di soluzioni molto simili, e quasi equivalenti in termini di performance, evidenziato in Figura 9.2.a,b e c, ed i geni corrispondenti sono:  $G_1=9$ ,  $G_2=-2$ ,  $G_3=-2$ ,  $G_4=-2$ ,  $G_5=-2$ ,  $G_6=0$ ,  $G_7=-2$ ,  $G_8=-2$ ,  $G_9=-3$ ,  $G_{10}=-2$  (essendo  $G_j$  l'azione di riabilitazione selezionata per la condotta  $j$ -esima). I corrispondenti indici di performance e costo complessivo sono:  $E=0,8746$ ,  $I_r=0,7930$ ,  $\text{MFR}=0,3662$ ,  $R_s=1$ ,  $\text{Costo}=\text{€}297.665$ ; l'efficienza è in effetti circa il 6,25% maggiore del valore originario, comportando una riduzione delle perdite idriche dal 18,77% al 12,54% della portata totale immessa in rete.

È interessante notare che il fronte di Pareto in Figura 9.2.c non è continuo e densamente popolato per via del fatto che i valori degli indici di performance, grazie alla particolare topologia della rete, dipendono fortemente dall'azione di riabilitazione selezionata per la condotta 1.

Infatti, i gruppi di soluzioni sulla proiezione del fronte di Pareto sul piano  $I_r$ - $E$  (Figura 9.2.c) sono caratterizzati, da sinistra verso destra e dall'alto verso il basso, da  $G_1=11$ ,  $G_1=10$ ,  $G_1=9$ ,  $G_1=8$  and  $G_1=7$ , rispettivamente.

Si può affermare in conclusione che gli indici di performance adottati si sono rivelati dei buoni criteri di selezione delle alternative di riabilitazione, fornendo indicazioni sul soddisfacimento della domanda degli utenti, sulle perdite idriche e sull'affidabilità, la robustezza e le condizioni fisiche del sistema, ma richiedendo comunque un quantitativo di dati relativamente limitato, e, associati al tool di ottimizzazione ed al simulatore idraulico, costituiscono già un essenziale DSS.



## Capitolo 10

# Conclusioni

La gestione e la riabilitazione delle infrastrutture idriche di distribuzione dovrebbero basarsi sul monitoraggio delle condizioni fisiche e dei parametri idraulici operativi delle reti e degli impianti, nonché sulla registrazione degli interventi di manutenzione e riabilitazione effettuati nel tempo.

Per individuare i distretti di rete ed i singoli elementi che presentano le maggiori criticità, il tipo degli interventi da attuare e la loro programmazione ottimale, sono disponibili vari decision support systems che richiedono tuttavia una grande quantità di dati di input (topografia della rete, caratteristiche di condotte, giunti e dispositivi di misura, profondità di posa delle condotte, natura dei terreni di posa, spessore residuo della parete delle tubazioni, carichi stradali, statistiche dettagliate su rotture, perdite e fallanze del servizio, ecc).

Anche i gestori più efficienti hanno però molto spesso una conoscenza limitata delle caratteristiche e del funzionamento di reti ed impianti, che sono spesso affetti da inadeguati livelli di performance, cattivo stato di manutenzione ed elevati livelli di perdita idrica, e dispongono inoltre di budget limitati per l'esecuzione di lavori di miglioramento del servizio.

È dunque necessario sviluppare approcci più pragmatici alla pianificazione degli investimenti, che siano in grado di affrontare il problema della scarsità di dati conducendo a soluzioni robuste.

Questa esigenza si avverte anche nei casi in cui i dati sono presenti ma non prontamente disponibili o utilizzabili, in quanto porta ad un uso più efficiente delle risorse economiche; è infatti evidente che il processo decisionale sugli investimenti da effettuare non può fare a meno di un minimo livello di conoscenza, che va acquisito in ogni caso, sfruttando al meglio le risorse disponibili.

La carenza di dati può essere affrontata tramite l'adozione di indici di performance sintetici, che possano essere calcolati sulla base di un limitato numero di dati, in modo da ridurre al minimo l'impiego di risorse economiche e di tempo per acquisire le informazioni non prontamente disponibili. La

selezione delle azioni di riabilitazione da attuare potrà dunque effettuarsi sulla base di criteri di efficienza, affidabilità e robustezza.

È stata in particolare studiata la possibilità di adottare gli indici di affidabilità e di efficienza del sistema definiti da *Bertola e Nicolini* (2006), insieme al tasso medio di rottura delle condotte, assunto quale indicatore delle condizioni fisiche della rete, ed al ben noto indice di resilienza di *Todini* (2000). Quest'ultimo è stato opportunamente adattato, ridefinendone le modalità di calcolo, rendendolo applicabile alla selezione delle azioni di riabilitazione, per tenere conto delle perdite idriche e della possibilità che i carichi ai nodi siano insufficienti ad erogare le portate richieste dall'utenza.

Nello svolgimento della ricerca ci si è focalizzati sulla formulazione di un approccio alla riabilitazione delle reti di distribuzione in condizioni di scarsità di dati, finalizzato alla selezione delle migliori opzioni d'intervento in termini di efficienza, affidabilità e robustezza, basato su un modello idraulico head-driven integrato con uno strumento di ottimizzazione multi-obiettivo, per esplorare in maniera efficiente lo spazio delle possibili soluzioni.

Particolare attenzione è stata inoltre riservata alla modellazione delle perdite idriche nell'ambito del simulatore idraulico, aspetto particolarmente critico per la definizione dei sistemi di supporto alle decisioni, che forniscano risultati affidabili.

Altro problema oggetto di studio è stata la quantificazione delle perdite nei distretti di rete, operazione preliminare e funzionale alla selezione delle opzioni di asset management. A tal fine l'esecuzione di bilanci idrici sarebbe lo strumento principe, nondimeno esso richiede la misura dei volumi erogati alle utenze e dunque la lettura di tutto il parco contatori.

È questo il maggior limite del metodo del bilancio idrico, in quanto i contatori sono spesso numericamente insufficienti, imprecisi ed inaffidabili. Inoltre, il tempo necessario all'attuazione delle procedure di lettura può essere incompatibile con le esigenze dei processi decisionali di asset planning e col monitoraggio delle perdite idriche a scala temporale ridotta. Infine, le letture sono generalmente non contemporanee e caratterizzate da diversa precisione ed affidabilità.

È stata dunque anche studiata la possibilità, di eseguire un numero limitato di misure, installando, solo presso poche selezionate utenze, strumenti di misurazione dei volumi erogati più moderni, affidabili e precisi, in modo da potere stimare i consumi dell'intero distretto.

Questo approccio alla quantificazione delle perdite è perfettamente in linea con la filosofia generale del modello di supporto alle decisioni, ovvero con la riduzione al minimo dell'impiego di risorse in fase di analisi preliminare.

Gli indici di performance adottati si sono rivelati dei buoni criteri di selezione delle alternative di riabilitazione, fornendo indicazioni sul

soddisfacimento della domanda degli utenti, sulle perdite idriche e sull'affidabilità, la robustezza e le condizioni fisiche del sistema, ma richiedendo comunque un quantitativo di dati relativamente limitato, e, associati al tool di ottimizzazione ed al simulatore idraulico, costituiscono già un essenziale DSS.

La quantità di dati ed i valori numerici dei parametri e delle variabili assunti sono assolutamente ragionevoli, in quanto calibrati sulla presenza minima di dati effettivamente riscontrabile presso i gestori. Inoltre, la potenza degli strumenti di calcolo comunemente disponibili è più che sufficiente per effettuare in tempi brevi le elaborazioni numeriche richieste dal modello. Ciò rende il DSS perfettamente applicabile nella pratica tecnica. È tuttavia in corso di ultimazione l'applicazione del modello proposto ad un caso di studio reale di congrue dimensioni, costituito da un distretto della rete di distribuzione della città di Genova, al fine di confermare ulteriormente la piena applicabilità ed efficacia del modello.

Per quanto riguarda il campionamento statistico dei consumi idrici, ai fini dell'esecuzione dei bilanci per l'esecuzione delle perdite, il primo caso di studio conferma che il campionamento stratificato consente fortissime riduzioni della dimensione campionaria rispetto al campionamento casuale semplice. Quest'ultimo tuttavia, nel caso in cui non si riesca ad operare la stratificazione della popolazione delle utenze (ovvero la suddivisione in gruppi omogenei), costituisce una valida alternativa: basta semplicemente raggruppare le utenze in macro categorie o sub-popolazioni (domestiche indipendenti, condominiali, commerciali, ecc.), all'interno delle quali operare il campionamento casuale.

Il secondo caso di studio mostra che il metodo è concretamente attuabile nella pratica tecnica e che fornisce gli ottimi risultati previsti dalla teoria.

Il metodo proposto è vantaggioso anche quando i contatori siano presenti e funzionanti, in quanto le letture dell'intero parco contatori sarebbero effettuate in condizioni, da operatori e, soprattutto, in tempi differenti e ciò può rendere i risultati meno precisi rispetto alle stime condotte sulla base di un ridotto numero di misure omogenee, precise e quasi contemporanee.

Si osserva infine che la tecnica del campionamento dei consumi possiede delle notevoli potenzialità, che potrebbero proficuamente applicarsi anche per scopi diversi da quello proposto, e necessita solamente di una adeguata sperimentazione di pieno campo. Si prevede di iniziare a breve tale applicazione in alcuni distretti della rete di distribuzione della città di Genova, già individuati per l'applicazione del modello di selezione degli interventi di riabilitazione.



# Bibliografia

- Alegre, E., Baptista, J.M., Cabrera, Jr. E., Cubillo, F., Duarte, P., Hirner, W., Merkel, W. & Parena, R. *Performance Indicators for Water Supply Services - Manual of Best Practice*, Publishing IWA, London, UK, 2006.
- Alegre, H., Hirner, W., Baptista, J. M. & Parena, R. *Performance indicators for water supply services*. IWA Manual of Best Practice, ISBN 9002222723, 2000.
- Algaard, E., Campbell, P., Chadwick, P., Pochet, S. & Winfield, K. *TVW infrastructure investment planning process - use of forecasting and uncertainty modeling tools*, 2nd Leading Edge Conference on Strategic Asset Management, Lisbon, Portugal, 2007.
- Alvisi, S. & Franchini, M. *Multiobjective optimization of rehabilitation and leakage detection scheduling in water distribution systems*, Journal of water resources planning and management, 2009, 135(6), 426-439.
- Alvisi, S. & Franchini, M. *Near optimal rehabilitation scheduling of water distribution networks based on multi-objective genetic algorithm*, Civ. Eng. Environm. Syst., 2006, 23(3), 143-160.
- Alvisi, S. & Franchini, M. *Rehabilitation scheduling of water distribution systems based on multi-objective genetic algorithms*, Proc. of the Eighth International Conference on Computing and Control for Water Industry, University of Exeter, 2005.
- Ardenti, P., Ciaponi, C., Franchioli, L. & Papiri, S. *Simulazione idraulica delle reti di distribuzione idrica in condizioni di pressioni insufficiente in uno o più nodi*, Acqua e città – II Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Chia (CA), 25-28 settembre 2007.
- Ardenti, P., Ciaponi, C., Franchioli, L. & Papiri, S. *Simulazione idraulica delle reti di distribuzione idrica in condizioni di pressione insufficiente in uno o più nodi*, Atti, Acqua e città – II Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Chia (CA), 25-28 settembre 2007.

- Arena, C., Criminisi, A., Fortunato, A. & Mazzola, M.R. *Sampling of residential water use for leak control via water budgets*, Proceedings World Environmental and Water Resources Congress, May 17 – 21 2009, Kansas City, MO, USA. Pp. 346 – 355. ISBN: 978-0-7844-1036-3.
- Arena, C., Fortunato, A. & Mazzola, M.R. *Campionamento dei consumi per la valutazione delle perdite mediante l'esecuzione di bilanci idrici*, Atti del XXXII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Palermo, 14-17 Settembre 2010.
- Arena, C., Fortunato, A. & Mazzola, M.R. *Identificazione del campione ottimale di consumi per la stima del bilancio idrico in un ATO: il caso di Siracusa*, Atti del Convegno CSSI - Centro Studio Sistemi Idrici "La gestione delle reti acquedottistiche: dagli aspetti tecnico-progettuali a quelli economico-normativi", nell'ambito di Accadueo, 10<sup>a</sup> Mostra Internazionale, Ferrara, 19-21 maggio 2010.
- Arena, C., Fortunato, A. & Mazzola, M.R. *Pianificazione degli investimenti nelle reti idriche per il miglioramento dei livelli di servizio*, Atti del Quarto Seminario "La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto", Aversa (CE) 17 e 18 settembre 2009, Supplemento al numero 2/2010 de L'Acqua, Rivista bimestrale dell'Associazione Idrotecnica Italiana. ISSN: 1125-1255.
- Arena, C., Fortunato, A. & Mazzola, M.R. *Planning rehabilitation actions on water distribution networks in condition of data scarcity*, Proceedings WDSA 2010 12th annual Water Distribution Systems Analysis conference, September 12-15, 2010, Tucson, Arizona.
- Arregui, F., Cabrera, E.J., Cobacho, R., *Integrated Water Meter Management*, IWA Publishing, London, 2006.
- Arreguìn-Cortes, F.I. & Ochoa-Alejo, L.H. *Evaluation of water losses in distribution networks*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 1997, 123(5), 284-291.
- Babayan, A., Kapelan, Z., Savic, D. & Walters, G. *Least-Cost Design of Water Distribution Networks under Demand Uncertainty*, Journal of Water Resources Planning and Management, vol.131, settembre/ottobre 2005.
- Barata, P., Alegre, H. & Vieira, J. *Application of a DPA method for asset management in small water distribution systems*, 2nd Leading Edge Conference on Strategic Asset Management, Lisbon, Portugal, 2007.
- Bertola, P. & Nicolini, M. *Evaluating Reliability and Efficiency of Water Distribution Networks*. Management of Water networks, Proceedings of the

- Conference “Efficient Management of water networks design and rehabilitation techniques, Ferrara, May, 2006”, Fondazione AMGA, Genova, 2006, pp. 7-23.
- Bertola, P. *La determinazione del tasso di fallanza delle condotte nella gestione delle reti di distribuzione idrica*, Seminario su La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto, Perugia, pp. 47-56, 2002.
- Bhave, P.R. *Node flow analysis of water distribution systems*, Journal of Transportation Engineering, Vol. 107, No. TE4, pp. 457-467, 1981.
- Bimpas, M., Amditis, A. & Uzunoglu, N. *Detection of Water Leaks in Supply Pipes Using Ground Penetrating Radar Technologies*, International Symposium of EWRA “Water Resources Management: New Approaches and Technologies”, Chania (Crete-Greece), 13-16 June 2007.
- Boxall, J., Machell, J., Dewis, N., Gedman, K. & Saul, A. *Operation, maintenance and performance*, Water Distribution Systems, ICE Publishing, ISBN 978-0-7277-4112-7, 2011.
- Brunone, B. & Ferrante, M. *L’Idraulica delle correnti in pressione per la gestione dei sistemi di condotte*, Relazione introduttiva nel Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, settembre 2004.
- Buchberger, S.G. & Wu, L. *Model for instantaneous residential water demands*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 1995, 121(3), 232-246.
- Cannarozzo, M., Criminisi, A., Gagliardi, M. & Mazzola, M.R. *Statistical analysis of water main failures in the distribution network of an Italian municipality*, 8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium, Cincinnati, USA, 2006.
- Cannarozzo, M., Gagliardi, M., Mazzola, M.R. & Scordo, M. *The first step in the management and replacement strategy of a water distribution network: the analysis of main failures*, Proceedings of the Conference “Efficient Management of water networks design and rehabilitation techniques, Ferrara, May, 2006”, Fondazione AMGA, Genova, 2006, pp. 95-108.
- Cascetta, F., Di Nardo, A. & Di Natale, M. *Distrettualizzazione delle reti idriche: riflessioni e indicazioni metodologiche*. La gestione delle perdite idriche: la situazione in Italia, Fondazione AMGA, Genova, 2004, 71-92.
- Ciaponi, C. *La valutazione delle prestazioni dei sistemi acquedottistici*, Atti, Acqua e città – II Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Chia (CA), 25-28 settembre 2007.

- Cirincione, A., Criminisi, A., Fontanazza, C.M., Freni, G. & La Loggia, G. *Valutazione delle perdite idriche apparenti legate all'errata misurazione dei consumi residenziali*, 31° Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche Perugia, settembre 2008.
- Cocchi, D. *Teoria dei Campioni - Corso base*, Dipartimento di Scienze Statistiche, Università di Bologna, 2006.
- Coelho, S.T. *Performance in Water Distribution - A system approach*, Research Studies Press, 1997.
- Cohon, J.L. *Risk and Uncertainty in Water Resources Management*, Water Resources Research, vol.18, no.1, febbraio 1982.
- Curto, G., Ferreri, G.B. & Napoli, E., *Modelli matematici delle reti idriche e tecniche di calibrazione*, Seminario su La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto, Perugia, 26 settembre 2003, pp. 83-110.
- Dandy, G.C. & Engelhardt, M. *Optimal scheduling of water pipe replacement using genetic algorithms*, Journal of water resources planning and management, ASCE, 2001, 127 (4), 214-223.
- Dandy, G.C. & Engelhardt, M.O. *Multi-Objective Trade-Offs between Cost and Reliability in the Replacement of Water Mains*, Journal of Water Resources Planning and Management, vol.132, marzo/aprile 2006.
- Dandy, G.C., Simpson, A.R., Murphy, L.J. *A review of pipe network optimization techniques*, Proceedings Of Watercomp 1993, Melbourne, Australia, 1993.
- Dandy, G.C., Simpson, A.R., Murphy, L.J. *An improved genetic algorithm for pipe network optimization*, Water Resources Research, 1996, (32)2, pp. 449-458.
- De Marinis, G., Gargano, R., Kapelan, Z., Savic, D.A. & Tricarico, C. *Un modello di ottimizzazione basato sui costi dell'affidabilità per le reti di distribuzione idrica*, I Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Sant'Agnello (NA), 2005.
- Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S. & Meyarivan, T. *A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II*. Evolutionary Computation, IEEE Transactions on., 2002, 6(2), 182-197.
- Di Federico, V., Cintoli, S., Vispi, P., Mazzacane, S. & Volta, M. *Metodi di supporto decisionale per la gestione delle reti di distribuzione idrica*, Atti del XXVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Potenza, vol. 1, pp. 37-44, 2002.

- Di Federico, V., Pacchioli, M. & Nascetti, D. *CARE-W: sistema di supporto decisionale per la gestione e manutenzione integrata delle reti acquedottistiche*, Atti del XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Trento, 2004, vol. 3, pp. 207-214.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Gisonni, C., Iervolino, M. & Musmarra, D. *Regolazione delle pressioni in una rete distrettualizzata mediante algoritmi genetici*, Terzo seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, 20-21 Settembre, 2007.
- Duarte, P., Farmani, R., Alegre, H., Savic, D.A., Walters, G.A. & Monteiro, J. *Water distribution systems optimization and technical performance assessment - Using technical performance assessment for comparing solutions*, Proc. of the Eighth International Conference on Computing and Control for Water Industry, University of Exeter, 2005.
- Economou, T., Kapelan, Z., Bailey, T. *Bayesian Pipe Burst Models Using Cumulative Failure History*, Asset Management of Medium and Small Wastewater Utilities, International Water Association, Alexandropolis, Thrace - Greece, July, 2009.
- Farley, M. & Trow, S. *Losses in water distribution networks – A Practitioner’s Guide to Assessment, Monitoring and Control*, IWA Publishing, UK, 2003.
- Farmani, R., Walters, G.A. and Savic, D.A. *Trade-off between Total Cost and Reliability for Anytown Water Distribution Network*, Journal of Water Resources Planning and Management, vol.131, maggio/giugno 2005.
- Fiering, M.B. *A Screening Model to Quantify Resilience*, Water Resources Research, vol.18, no.1, febbraio 1982.
- Fiering, M.B. *Alternative Indices of Resilience*, Water Resources Research, vol.18, no.1, febbraio 1982.
- Fiering, M.B. *Estimates of Resilience Indices by Canonical Analysis*, Water Resources Research, vol.18, no.1, febbraio 1982.
- Fiering, M.B. *Estimates of Resilience Indices by Simulation*, Water Resources Research, vol.18, no.1, febbraio 1982.
- Fortunato, A. *Applicabilità del criterio della resilienza nella progettazione delle reti idrauliche*, Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Palermo, Novembre 2006.
- Fortunato, A., Arena, C. & Mazzola M.R. *Selezione delle alternative di riabilitazione in condizioni di scarsità di dati mediante indici di performance concisi*, Atti del Quinto seminario su “La diagnosi e la

- gestione dei sistemi idrici”, Centro Congressi Acea “La Fornace”, Roma, 16 e 17 Giugno 2011.
- Fortunato, A., Arena, C. & Mazzola, M.R. *Selection of rehabilitation alternatives in condition of data scarcity by concise performance indices*, Proceedings Pi 2011 - 4<sup>th</sup> International Conference on Benchmarking and Performance Assesment of Water Services, Valencia, Spain, 14-16 March 2011.
- Fortunato, A., Arena, C. & Mazzola, M.R. *Selection of rehabilitation alternatives of water distribution systems in condition of lack of data by concise performance indices and optimization tools*, Proceedings CCWI 2011 - 11th International Conference on Computing and Control for the Water Industry: “Urban Water Management: Challenges and Opportunities”, Centre for Water Systems, University of Exeter, Exeter, UK, 5-7 September 2011.
- Fortunato, A., *Campionamento ottimale dei consumi idrici residenziali - Un Approccio Teorico*, Tesi di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Palermo, Novembre 2008.
- Fujiwara, O. & Li, J. *Reliability Analysis of Water Distribution Networks in Consideration of Equity, Redistribution and Pressure-Dependent Demand*, Water Resources Research, 1998, 34(7), 1843-1850.
- Galbo, F. *Modelli di calcolo per la simulazione idraulica delle reti e la valutazione dell'affidabilità del servizio di distribuzione*, Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Palermo, a.a. 2009/2010.
- Germanopoulos, G. *A technical note on the inclusion of pressure dependent demand and leakage terms in water supply network models*, Civil Engineering Systems, 2 September 1985, 171–179.
- Goldberg, D.E. *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning*, Addison-Wesley, 1989.
- Hamilton, S., Mckenzie, R. & Seago, C. *A Review of Performance Indicators for Real Losses from Water Supply Systems*, UK House of Commons report, July, 2006.
- Hanke, S. & Mehrez, A. *An optimal sampling procedure for the collection of residential water use data*, Water Resources Research, 1979, 15(6), 1343-1348.

- Hardy-Cross, L. *Analysis of flow in networks of conduits or conductors*, University of Illinois Experimental Station, Bulletin 286, 1936.
- Hashimoto, T. *Reliability, Resiliency, and Vulnerability Criteria For Water Resource System Performance Evaluation*, Water Resources Research, vol.18, no.1, febbraio 1982.
- Hashimoto, T. *Robustness of Water Resource Systems*, Water Resources Research, vol.18, no.1, febbraio 1982.
- Hashimoto, T., Stedinger, J.R. & Louks, D.P. *Reliability, resiliency and vulnerability criteria for water resource systems performance evaluation*, Water Resources Research, AGU, 1982, vol. 18, n. 1, pp. 14-20.
- Holland, J.H. *Adaptation in Natural and Artificial Systems*, University of Michigan Press, Ann Arbor, 1975.
- Hudson, W.D. *Increasing Water System Efficiency Through Control of Unaccounted For Water*, Journal AWWA, July, 1978.
- Jayaram, N. & Srinivasan, K. *Performance-based optimal design and rehabilitation of water distribution network using life cycle costing*, Water Resources Research, vol.44, W01417, 2008.
- Kapelan, Z., Banyard, J., Randall-Smith, M. & Savic, D.A. *Asset planning and management, Water Distribution Systems*, ICE Publishing, ISBN 978-0-7277-4112-7, 2011.
- Kapelan, Z.S., Savic, D. & Walters, G.A. *A hybrid inverse transient model for leakage detection and roughness calibration in pipe network*, Journal of Hydraulic research, 2003, 41(5), 481-492.
- Kapelan, Z.S., Savic, D.A. & Walters, G.A., *Optimal Sampling Design Methodologies for Water Distribution Model Calibration*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 2005, vol. 41, n. 5, pp. 190-200.
- Kiss, *WaterPipe project: an innovative high resolution Ground Penetration Imaging Radar (GPIR) for detecting water pipes and for detecting leaks and a Decision-Support-System (DSS) for the rehabilitation management of the water pipelines*, IWA Water Loss Conference, Bucharest, Romania, 23-26 September 2007.
- La gestione delle perdite idriche: La situazione in Italia*, Atti del convegno "Verso una gestione più efficiente delle perdite nei sistemi idrici secondo l'approccio dell'International Water Association (IWA)", Fondazione AMGA, Genova, Ottobre, 2004.

- Lambert, A., & Hirner, W., *Losses from water supply systems: standard terminology and recommended performance measures*, IWA the Blues Pages, IWA, 2000.
- Lambert, A., Brown, T.G., Takizawa, M., Weimer, D. *A review of performance indicators for real losses from water supply systems*, AQUA, dec 1999, ISSN 0003-7214.
- Liserra, T., Artina, S., Bragalli, C., Marchi, A., Lenzi, C. & Maglionico, M. *Stima dell'errore di registrazione dei contatori di utenza nella misura del volume d'acqua transitato*, 31° Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche Perugia, settembre 2008.
- Magini, R., Pallavicini, I. & Guercio, R. *Spatial and temporal scaling properties of water demand*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 2008, 134(3), 276-284. Mays, L.W. *Urban water supply management tools*, Mc Graw-Hill, New York, 2004.
- Martin, D.W. & Peters, G. *The applications of Newton's Method to Network Analysis by Digital Computer*, Journal of the Institute of Water Engineers, 17:115-129, 1963.
- Mays, L.W. *Reliability Analysis of Water Distribution Systems*, ASCE, New York, USA, 1989.
- Mays, L.W. *Urban Water Supply Handbook*, McGraw-Hill, New York, USA, 2002.
- Mays, L.W. *Urban Water Supply Management Tools*, Mc Graw-Hill, New York, 2004.
- Mays, L.W. *Water Distribution System Handbook*, McGraw-Hill, New York, USA, 2000.
- Mazzola, M.R. & Arnò, D. *Ottimizzazione del progetto di reti idriche mediante algoritmi genetici*, Atti del XXVII Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Genova, 2000, vol. 3, pp. 13-21.
- Mazzola, M.R. & Bazzurro, N. *Aspetti economici nelle strategie di gestione delle perdite idriche*, Ricerca e controllo delle perdite nelle reti di condotte. Manuale per una moderna gestione degli acquedotti, Città Studi ed., Novara, 2008, 3-42.
- Mitchell, M. *An Introduction to Genetic Algorithms*, MIT Press, 1996.

- Morley, M.S. & Tricarico, C. *Pressure Driven Demand Extension for EPANET (EPANETpdd)*, Technical Report 2008/02, Centre for Water Systems, University of Exeter, 2008.
- Murphy, L.J., Simpson, A.R., Dandy, G. *Design of a network using genetic algorithms*, Water, 1993, 20, pp. 40-42.
- Murphy, L.J., Simpson, A.R., *Pipe optimization using genetic algorithms*, Adelaide, 1992.
- Oliveri, F. *Campionamento stratificato dei consumi per l'esecuzione dei bilanci idrici, Sperimentazione con applicazioni in un piccolo comune della provincia di Agrigento*, Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università degli studi di Palermo, a.a. 2011/2012.
- Ozger, S.S. and Mays, L.W. *A semi-pressure-driven approach to reliability assessment of water distribution networks*, Proceedings of the Thirtieth Congress, International Association of Hydraulic Research, Thessaloniki, Greece, 2003.
- Pezzinga, G. & Pititto, G. *Combined optimization of pipes and control valves in water distribution network*, Journal of Hydraulic Research 2005, 43(6), 667-676.
- Resenterra, M., Grata, S., Alvisi, S. & Franchini, M. *Caratterizzazione dello stato strutturale di una rete acquedottistica attraverso la georeferenziazione delle rotture e l'analisi statistica*, Terzo seminario su La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto, Perugia, 20-21 settembre 2007, pp. 271-280.
- Rossman, L.A. *Epanet 2-Users manual*, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 2000.
- Rubinstein, R.Y. & Kroese, D.P. *The Cross-Entropy Method: A Unified Approach to Combinatorial Optimization, Monte Carlo-Simulation and Machine Learning*, Springer Science + Business Media, New York, USA, 2004.
- Rudolph, G. *Convergence analysis of Canonical Genetic Algorithms*, IEEE Transactions on Neural Networks, 1994, 5(1), 96-101.
- Sægrov, S. *CARE-W: Computer Aided Rehabilitation for Water Networks*, IWA Publishing, London, UK, 2005.
- Saldarriaga, J.G., Ochoa, S., Moreno, M.E., Romero, N. & Cortes, O.J. *Prioritised rehabilitation of water distribution networks using dissipated*

- power concept to reduce non-revenue water*, Urban Water Journal, 2010, 7(2), 121-140.
- Savic, A.D. & Walters, G.A. *Genetic algorithms for least-cost design of water distribution networks*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 1997, vol. 123, n. 2, pp. 67-77.
- Savic, D.A. *Coping with Risk and Uncertainty in Urban Water Infrastructure Rehabilitation Planning*, Acqua e Città - I Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Sorrento 28-30 settembre 2005.
- Savic, D.A., Bicik, J. & Morley, M.S. *GANetXL: A DSS Generator for Multiobjective Optimisation of Spreadsheet-Based Models*, Environmental Modelling and Software, 2011, 26(5), 551-561.
- Shamir, U. & Howard, C.D. *Water Distribution Systems analysis*, Journal of Hydraulics Division, ASCE, 1968, vol. 94, n. NY1, pp. 219-234.
- Shinstine, D.S., Ahmed, I. & Lansley, K.E. *Reliability/Availability Analysis of Municipal Water Distribution Networks: Case studies*, Journal of Water Resources Planning and Management, vol. 128, marzo/aprile 2002.
- Simpson, A.R., Dandy, G. C., Murphy, L.J. *Genetic algorithms compared to other techniques for pipe optimization*, Journal of Water Research Planning and Management, ASCE, 1994, (120)4.
- Speight, V.L., Kalsbeek, W.D. & Di Giano, F.A. *Randomized stratified sampling methodology for water quality in distribution systems*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 2004, 130(4), 330-338.
- Su, Y.C., Mays, L.W., Duan N. & Lansley, K.E. *Reliability based optimization model for water distribution system*, Journal of Hydraulics Division, ASCE, 1987, vol. 113, n. 12, pp. 1539-1556.
- Tanyimboh, T.T., Tabesh M., Burrows R. *Appraisal of source head methods for calculating reliability of water distribution of water distribution networks*, Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 127, No. 4, pp. 206-213, 2001.
- Todini, E. & Pilati, S. *A gradient algorithm for the analysis of pipe networks*, from Computer Applications in Water Supply, Volume I-Systems Analysis and Simulation, John Wiley & Sons, London, 1988, pp.1-20.
- Todini, E. *A heuristic approach to the design of looped water distribution networks*, in D.A. Savic and G.A. Walters (eds) Water Industry Systems:

- modelling and optimization applications, Volume 1, Research Studies Press Ltd., Baldock, UK, 1999.
- Todini, E. *A more realistic approach to the Extended Period Simulation of Water Distribution Networks*, Proc., 2003, Advances in Water Supply Management CCWI, Conference, London, 2003.
- Todini, E. *Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach*, Urban Water, 2000, 2(2), 115-122.
- Todini, E. *Un metodo del gradiente per la verifica delle reti idrauliche*, Bollettino degli Ingegneri della Toscana n.11, Bologna, 1979, pp.11-14.
- Tolson, B.A., Maier, H.R., Simpson, A.R. & Lence, B.J. *Genetic Algorithms for Reliability-Based Optimization of Water Distribution Systems*, Journal of Water Resources Planning and Management, vol.130, gennaio/febbraio 2004.
- Tricarico, C., Kapelan, Z., Savic, D.A. & De Marinis, G. *A Multi-objective Optimization Approach for the Rehabilitation of Hydraulic Networks under Uncertain Demands*, Proc. of the Eighth International Conference on Computing and Control for Water Industry, University of Exeter, 2005.
- Trow, S. & Farley, M. *Developing a strategy for managing losses in water distribution networks*, Water Demand Management, Butler D. and Memon F.A., IWA Publishing, London, UK, ISBN 1843390787.
- Tucciarelli, T., Criminisi, A. & Termini, D. *Leak Analysis in Pipeline Systems by Means of Optimal Valve Regulation*, Journal of Hydraulic Engineering, 1999, 125(3), 277-285.
- U.S. Environmental Protection Agency, *Deteriorating Buried Infrastructure - Management Challenges and Strategies*, Office of Ground Water and Drinking Water - Distribution System Issue Paper, U.S. EPA, Washington DC, 2002.
- Ugarelli, R., Di Federico, V. & Bruaset, S. *Analisi dei limiti imposti dai dati sulla previsione delle rotture delle condotte di acquedotto*, Atti del convegno "La gestione delle reti di distribuzione idrica: dagli aspetti tecnico-progettuali a quelli economico-normativi, Ferrara, Maggio 2010", Fondazione AMGA, Genova.
- Wagner, J.M., Shamir, U. & Marks, D.H. *Water Distribution Reliability: Simulation Methods*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 1988, 114(3), 276-294.

## Bibliografia

---

- Walski, T.M. & Male, J.W. *Maintenance and rehabilitation/replacement, Water distribution systems handbook*, Larry W.M., McGraw-Hill, 2000, 17.1-17.28.
- Walski, T.M. *State of the Art: Pipe Network Optimization, Computer Applications in Water Resources*, ASCE, 1985.
- Wood, D., & Charles, C. *Hydraulic Network Analysis Using Linear Theory*, Journal of Hydraulic Division, 98, (HY7): 1157-1170, 1972.