

Dispense di **COSTRUZIONI IDRAULICHE**

redatte dal
prof. Ing. Ignazio Mantica
17-10-1946 † 04-08-1995

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

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

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

- GRAZIE -

Universita degli Studi di Ancona

Istituto di Idraulica

prof.ing. Ignazio MANTICA

Lezioni di:

COSTRUZIONI IDRAULICHE

Capitolo VII

GLI ACQUEDOTTI

appunti, aggiornati, tratti dalle lezioni tenute dall' A.A. 1979/80

INDICE

| | | |
|------------|--|----|
| 1 | GENERALITA' E CENNI STORICI | 4 |
| 1.1 | Generalità | 4 |
| 1.2 | Cenni storici | 6 |
| 2 | I MATERIALI PER GLI ACQUEDOTTI | 12 |
| 2.1 | Generalità | 12 |
| 2.1 | Le condotte | 12 |
| 2.1.1 | Le condotte a pelo libero | 12 |
| 2.1.2 | Le condotte in pressione | 15 |
| 2.2. | Le apparecchiature | 16 |
| a. | Saracinesche | 16 |
| b. | Valvole di ritegno | 16 |
| c. | Valvole automatiche a galleggiante | 16 |
| d. | Regolatori di pressione (o valvole a riduzione di pressione) | 17 |
| e | Sfiati | 17 |
| f. | Idranti | 17 |
| g | Apparecchi di controllo | 17 |
| 3 | IL FABBISOGNO D'ACQUA | 21 |
| 3.1. | Gli acquedotti industriali | 21 |
| 3.2 | Gli acquedotti rurali | 22 |
| 3.3 | Gli acquedotti urbani | 23 |
| 3.3.1 | Le previsioni demografiche | 24 |
| 3.3.2 | La dotazione idrica pro capite | 31 |
| 4 | L'APPROVVIGIONAMENTO DELL'ACQUA | 33 |
| 4.1 | I possibili approvvigionamenti | 33 |
| 4.2 | Vincoli connessi con l'utilizzazione delle risorse | 38 |
| 4.3 | Classificazioni delle risorse idriche | 40 |
| 4.3.1 | Classificazione in base ai caratteri propri delle risorse | 40 |
| 4.3.2 | Classificazione in base ai mezzi necessari per utilizzare una risorsa | 40 |
| 4.3.3 | L'approvvigionamento con acqua sotterranea | 43 |
| 4.3.3.1 | Cenni sull'Idraulica delle opere di captazione delle acque sotterranee | 43 |
| 4.3.3.1.1 | Idraulica dei pozzi (tradizionali ed isolati) | 45 |
| 4.3.3.1.2 | Idraulica dei pozzi con drenaggio orizzontale | 49 |
| 4.3.3.2 | Idraulica delle trincee | 51 |
| 4.3.3.3 | Idraulica delle sorgenti | 52 |
| 4.3.4 | L'esecuzione dei pozzi e delle trincee e delle opere di captazione delle sorgenti | 58 |
| 4.3.4.1 | I pozzi | 58 |
| 4.3.4.1.1 | Sviluppo del pozzo | 58 |
| 4.3.4.1.2. | I filtri | 59 |
| 4.3.4.1.3. | Sistemazione in superficie | 60 |
| 4.3.4.1.4. | Attrezzature per il prelievo dell'acqua | 60 |
| 4.3.4.1.4. | Collegamenti idraulici ed elettrici (eventuali) | 61 |
| 4.3.4.2. | Le trincee | 62 |
| 4.3.4 | L'approvvigionamento con acqua superficiale | 63 |
| 4.3.5 | L'approvvigionamento con acqua marina | 64 |
| 4.3.6 | Gi altri approvvigionamenti | 65 |
| 4.3.6.1 | Captazione dell'umidità dell'atmosfera | 65 |
| 4.3.6.2 | Captazione di acque meteoriche | 65 |
| 4.4 | La qualità delle acque potabili e cenni sul trattamento | 68 |
| 4.4.1 | La qualità | 68 |
| 4.4.2 | Caratteri qualitativi | 68 |
| 4.4.3 | Il giudizio di potabilità | 75 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 4.4.4 | Cenni sul trattamento..... | 77 |
| 5 | L' ADDUZIONE..... | 80 |
| 5.1 | Generalità | 80 |
| 5.1 | Il tracciato | 82 |
| 5.1.1. | Il tracciato degli acquedotti a pelo libero..... | 82 |
| 5.1.2 | Il tracciato delle condotte in pressione..... | 84 |
| 5.2. | Gli schemi d'adduzione..... | 85 |
| 5.3. | Il dimensionamento | 87 |
| 5.3.1 | Elementi sul costo delle condotte..... | 88 |
| 5.3.2 | L'idraulica delle adduttrici in pressione | 91 |
| 5.3.3 | Condotta in materiale prefissato congiungente due serbatoi senza erogazione lungo il percorso..... | 98 |
| 5.3.4 | Condotta in materiali diversi senza erogazione lungo il percorso.congiungente due serbatoi | 100 |
| 5.3.5 | condotta adduttrice che in alcuni punti del suo percorso eroghi acqua tramite diramazioni. | 106 |
| 5.3.6 | Adduttrici con distribuzione lungo il percorso | 111 |
| 5.3.7. | Condotte con sollevamento meccanico | 114 |
| 5.3.8 | Impianto di sollevamento con diramazioni..... | 118 |
| 6 | I SERBATOI e LE OPERE DI STOCCAGGIO | 122 |
| 6.1. | I serbatoi acquedottistici - generalità..... | 124 |
| 6.2 | Dimensionamento volumetrico | 129 |
| 6.3. | Variabilità della portata uscente..... | 130 |
| 6.4 | Variabilità della portata entrante | 135 |
| 6.5. | Il volume di compenso..... | 136 |
| 6.6 | Volume di riserva..... | 143 |
| 6.7 | Volume antincendio | 145 |
| 6.8 | Considerazioni finali sul dimensionamento idraulico dei serbatoi | 146 |
| 6.9 | Considerazioni economiche globali sul dimensionamento idraulico adduttrice-serbatoio (armonizzazione)..... | 148 |
| 7 | LE CONDOTTE DI AVVICINAMENTO E DI DISTRIBUZIONE | 155 |
| 7.1 | Generalità | 155 |
| 7.2 | Schemi di reti di distribuzione..... | 156 |
| 7.2.1 | La distribuzione ad anello..... | 156 |
| 7.2.2 | La distribuzione ad arteria principale..... | 162 |
| 7.2.3 | Altri tipi di distribuzione | 165 |
| 7.2.4 | La realizzazione delle reti di distribuzione..... | 167 |
| 7.2.5 | Cenni alla necessità di sollevamento d'acqua negli edifici | 169 |
| 7.3 | Il dimensionamento delle reti di distribuzione..... | 172 |
| 7.4 | La verifica delle reti di distribuzione | 178 |
| 7.4.1 | Impostazione del problema in termini topologici..... | 183 |
| 7.4.2 | Il metodo dell' analisi lineare..... | 184 |
| 7.4.3 | Il metodo del gradiente coniugato di Todini | 187 |
| 7.4.4 | Gli altri metodi come derivati dal metodo di Todini. | 195 |
| 7.4.4.1 | Il metodo di Cross..... | 195 |
| 7.4.4.2 | Il metodo dell' Ansalisi lineare. | 196 |

1 GENERALITA' E CENNI STORICI

1.1 Generalità

Il termine acquedotto ha etimologia latina derivando da "aquaeductus" cioè condurre acqua.

Pertanto secondo la detta accezione etimologica è da definire acquedotto qualunque opera adatta al trasporto dell'acqua; pertanto rientrerebbero negli acquedotti anche le condotte a scopo irriguo, di produzione di energia elettrica e le stesse fognature.

Invero l'accezione più comune che è poi quella consolidatasi nel tempo è ben diversa.

Infatti con acquedotto si intende il complesso delle opere per la captazione, il trasporto, lo stoccaggio e la distribuzione delle acque intese come materie prime.

Con tale definizione vengono quindi escluse e le fognature e le opere di derivazione di acqua per scopi idroelettrici, nonché le canalizzazioni di bonifica ed i diversivi.

Tuttavia nella sopra riportata definizione rientrano anche le opere irrigue, infatti si può parlare di acquedotti irrigui.

Ciò nonostante in questa sede non si intende affrontare quest'ultimo argomento che presenta una problematica a sé rispetto alle altre opere acquedottistiche e che infatti costituisce un proprio grosso capitolo delle Costruzioni Idrauliche ben definito da quello degli altri acquedotti.

Questi si possono suddividere, sempre a seconda dell'uso che si fa dell'acqua in:

- acquedotti urbani;
- acquedotti rurali;
- acquedotti industriali;

- acquedotti misti.

L'uso idropotabile è ovviamente quello prevalente nel caso di acquedotti urbani e rurali.

I primi sono rivolti alla città dove gli usi rurali sono pressoché nulli mentre vi può essere qualche utilizzo industriale.

Per quelli rurali si ha un certo compenso tra l'uso idropotabile dell'uomo e quello del bestiame (è necessario sottolineare che sono e devono essere comunque esclusi usi irrigui seppure di piccoli orti).

Diversamente negli acquedotti industriali può anche venire meno la caratteristica di potabilità dell'acqua in quanto questa dovrebbe servire solo come materia prima per il ciclo di lavoro della industria.

A volte la caratteristica idropotabile è richiesta nel caso che con la stessa acqua vengano soddisfatte le necessità idriche degli addetti all'industria.

Sovente si hanno acquedotti misti dove le varie funzioni vengono assolte contemporaneamente .

E' tuttavia da rilevare che gli acquedotti misti sembrano irrazionali quanto meno per il fatto che le industrie potrebbero utilizzare acque meno pregiate di quelle potabili e poi per la difficile gestione della sovrapposizione dei consumi nel tempo.

1.2 Cenni storici

Le informazioni che si hanno sulle opere acquedottistiche del passato sono, relativamente a quelle più antiche, tratte da studi del tipo archeologico.

Esse riguardano la Mesopotamia dove, alle città, venivano addotte le acque superficiali dei fiumi della regione (in specie Tigri ed Eufrate), tramite condotte coperte.

Opere dello stesso tipo erano quelle che adducevano l'acqua alla biblica città di Ninive traendola dal corso del Khoser.

Anche in Palestina esistevano alcuni acquedotti quali quello di Siloe, scavato nella roccia che adduceva alla città di Gersusalemme.

Lo storico greco Polibio (II a.c.) nel suo libro X descriveva una sorta di trincee drenanti scavate dai Medi (popolazione vissuta tra il VI e il IV sec. a.c.) per captare le acque sorgive del fiume Tauro.

Più recente è quello di Samo, descritto da Erodoto nel libro III, costruito da Eupalino nel V sec. a.c., anch'esso scavato nella roccia ma nella quale fu alloggiata una condotta di coccio.

Atene ebbe addirittura un magistrato delle acque (carica ricoperta da Temistocle) che tra gli altri aveva il compito di provvedere alle opere di approvvigionamento idrico ed alla manutenzione delle opere acquedottistiche.

La fonte idrica di Atene fu l'Imetto captato ed addotto da più parti.

Sempre nelle prossimità di Atene fu realizzato l'acquedotto di Cefisia che adottò in parte la soluzione del ponte canale che poi tanta parte ebbe nella architettura acquedottistica romana.

Anche la Magna Grecia ebbe i suoi acquedotti con soluzioni tecniche per quei tempi avanzatissime con captazione in galleria, cunicoli di ispezione e di aerazione.

Non si hanno notizie di acquedotti Etruschi che invece notoriamente erano abili ingegneri.

Un decisivo impulso ebbero le opere acquedottistiche, come del resto tutte le opere di Ingegneria, nell'antica Roma.

L'imperatore Augusto (27 a.c. - 14 d.c.) istituì una apposita magistratura per la realizzazione e la gestione degli acquedotti.

L'opera di trasporto tipica dell'acquedotto romano è la ben nota canaletta a pelo libero sovente posta alla sommità di un apposito sistema di archi lungo anche decine di chilometri.

Tale soluzione, canali a pelo libero, non deve far pensare che i romani non conoscessero l'idraulica delle condotte in pressione, invero riconducibile ai greci (Archimede), ma alla impossibilità, con i materiali dell'epoca, di realizzare tali condotte.

Talvolta in alcune condizioni particolari venivano realizzati alcuni brevi tratti in pressione per superare particolari depressioni.

fig. 1 - Acquedotto di Nimes

Meno note dei famosi archi, di cui la figura 1 riproduce una delle realizzazioni più significative, quali l'acquedotto di Nimes in Francia, dove coesiste una infrastruttura mista:

- stradale (tuttora in esercizio), sul primo ordine di archi;
- acquedottistica sul terzo ordine;

sono le opere di captazione ed i particolari realizzativi delle condotte poste alla sommità dei più famosi archi.

La captazione avveniva in cunicoli sotterranei o con appositi bottini includenti le polle, questi ultimi con molta probabilità del tutto simili a quello illustrato in fig. 2 e relativo invece all'acquedotto Mediceo di Livorno di cui parleremo più avanti.

fig. 2 - Acquedotto mediceo di Livorno

Tra la presa e la condotta erano interposti alcuni bacini di decantazione denominati *piscinae limariae*.

I primi tratti di condotta erano scavati nella roccia o nel terreno, poi, per mantenere quota, procedendo verso valle, la condotta stessa veniva posta sugli archi.

La pendenza delle condotte doveva arrivare secondo Vitruvio sino al 5‰ ma Plinio consigliava pendenze minori.

La condotta detta "specus" era spesso in coccio.

Al termine della adduttrice erano talune altre vasche di sedimentazione e quindi un serbatoio in quota detto "castellum".

In esso si immettevano delle particolari tubazioni sagomate in bronzo dette "calices" la cui bocca aveva larghezza proporzionale alla quantità d'acqua cui aveva diritto l'utente da esso servito.

I calices proseguivano verso valle con tubazioni in piombo od in coccio.

La portata veniva misurata in "quinarie" presumibilmente poco meno di 0.5 l/sec.

Il primo acquedotto romano di cui si hanno notizie è di epoca repubblicana e di certo non aveva le sofisticazioni sopra ricordate.

Ma già del 272 a.c. è "l'anio vetus" rispondente al classico schema romano.

Il famoso acquedotto "dell'acqua marcia" del 144 a.c. aveva una lunghezza di 90 Km da Arsoli (oggi provincia dell'Aquila) a Roma.

Lo schema romano fu diffuso, con l'impero, in tutto il mondo allora conosciuto ed opere di grande interesse non solo idraulico ma spesso architettonico furono realizzate un po' ovunque; oltre al già citato viadotto di Nimes sono da ricordare quello di Tarragona, di Segovia, di Merida, di Siviglia, di Valencia in Spagna, quelli di Cartagine in Africa.

Alla fine dell'impero romano è seguita non solo quella delle realizzazioni delle OO.PP., in genere, ma anche quella degli interventi manutentori.

Rari sono gli esempi di acquedotti medioevali, dovuti più che altro ai monaci cistercensi.

Il rinascimento diede nuovo avvio alle opere ingegneristiche ed in particolare i papi si adoperano a far restaurare dai loro architetti gli acquedotti romani ed a potenziarli.

Tuttavia lo schema rimase quello romano, già illustrato, che fu utilizzato fino al 1700 per opere ancora grandiose, basti far riferimento all'acquedotto per la Reggia di Caserta realizzato dal Vanvitelli, lungo 42 km con viadotto con tre ordini di arcate presso Maddaloni, ed agli acquedotti Medicei di Pisa e di Livorno.

Di questi ultimi due il più antico è quello di Pisa che trae origine dalle sorgenti di Asciano.

L'idea della realizzazione di un tale acquedotto fu del granduca Cosimo I (1519-1574) che ne fece realizzare taluni tratti sperimentali con condotta forzata (intravedendo la maggiore economicità della condotta interrata rispetto allo schema romano, a pelo libero), ma data la tecnologia del tempo lo schema "forzato" rivelò inconvenienti tecnici e l'opera fu abbandonata.

Solo successivamente con il successore, il figlio Ferdinando I (1549-1609), i lavori furono ripresi, sempre secondo il classico schema romano.

I lavori furono progettati e diretti dall'arch. Raffaello Zenobi al quale subentrò nel 1593 l'ing. Andrea Sandrini.

Oltre l'opera di captazione fu realizzata una condotta su ben 954 arcate equidistanti per un totale di 7 km circa.

L'opera fu portata a compimento sotto Cosimo II (1590-1621) e durante il suo governo furono anche eseguiti alcuni importanti interventi sulla parte più a monte della serie di arcate già prima dell'entrata in funzione dell'acquedotto, avvenuta nel 1613, per correggere alcuni difetti presumibilmente dovuti a cedimenti di fondazione di alcuni archi che avevano alterato la pendenza del canale acquedottistico.

Tale acquedotto è tuttora in esercizio sia pur solo per questioni storiche e legali in quanto il contributo che esso dà all'approvvigionamento di Pisa è del tutto irrilevante (inferiore all'1%).

Più recente è l'acquedotto mediceo di Livorno che trae origine da Cologne e fu realizzato dall'ing. Salvetti su commissione del Granduca Ferdinando III.

In seguito le opere furono completate dal Pocianti.

L'illustrazione che segue è appunto relative a questo acquedotto, tuttora in esercizio.

fig. 3 - Acquedotto mediceo di Livorno

Sempre ad un Medici, ed in particolare a Maria de Medici, moglie di Enrico IV di Borbone, re di Francia, è dovuto il restauro dell'acquedotto di Arcueil a servizio di Parigi.

Nel XIX secolo si è avuto il definitivo abbandono dello schema romano per quello con condotte sotterranee ed in pressione.

Il definitivo trionfo di tale schema fu dovuto alla sua maggiore economicità rispetto a quello romano e, nel contempo, al miglioramento delle caratteristiche meccaniche delle tubazioni, realizzate ora in ghisa.

Tra gli esempi più importanti di tali realizzazioni (trascurando quelli meno significativi che sovente non erano altro che la sostituzione della canaletta su archi con condotta sotterranea in ghisa) vi sono quelli degli inizi del secolo attuale, tra i quali l'acquedotto pugliese, iniziato nel 1906 e portato a termine nel 1939, che alimentava ben 234 comuni tramite una condotta principale di oltre 264 Km, alcuni dei quali in galleria. Esso traeva alimentazione dalla sorgente del Sele (Avellino). Oggi allo schema principale, già insufficiente all'epoca della sua inaugurazione, se ne sono aggiunti altri.

fig. 4 - Schema originale acquedotto pugliese

fig. 5 - Schema progettuale attuale (1985) dell'acquedotto pugliese e sue integrazioni

Interessante realizzazione fu anche quella dell'acquedotto del Peschiera a parziale servizio della città di Roma, realizzata tra 1931 ed il 1947 che trae origine dalla omonima sorgente presso Cittaducale (Rieti).

La sempre più sofisticata tecnologia ha poi di recente permesso la realizzazione di opere un tempo impensabili, quali gli acquedotti sottomarini per le isole. Tra questi fanno spicco gli acquedotti per l'arcipelago partenopeo.

fig. 6 e 7 - Acquedotto sottomarino per Procida ed Ischia

Con la crisi degli approvvigionamenti idrici tradizionali ed il contemporaneo sviluppo delle tecniche per l'approvvigionamento idrico da acque superficiali si sono costruiti negli ultimi anni acquedotti con approvvigionamento da tali acque. Tra questi è da citare l'acquedotto del Pertusillo (in Basilicata) e quello dello Jato per la città di Palermo.

fig. 8 - Acquedotto dello Jato (PA)

Di recente anche l'elettronica sta facendo il suo ingresso, sia pur timidamente, nelle realizzazioni acquedottistiche.

Dopo alcune prime realizzazioni per l'acquedotto di Torino, è il caso di citare il sistema di telecomando e telecontrollo dell'acquedotto di Roma, dove, in una sala appositamente attrezzata, giungono dalla rete distributrice cittadina, dalle adduttrici, dalle opere di captazione, dagli impianti di sollevamento, per via cavo o per via etere tutte le varie informazioni disponibili (portate, pressioni, grado di apertura delle saracinesche, altezza dell'acqua nei serbatoi, ecc....) oltre ovviamente alle misure elettriche relative alle apparecchiature di tale tipo installate sulla rete. Tramite monitor e pannelli analogici è possibile avere sotto controllo l'intera rete ed effettuare dalla sala ogni manovra necessaria, tramite terminali video.

2 I MATERIALI PER GLI ACQUEDOTTI

2.1 Generalità

Nel Capitolo II si é parlato dei materiali per le Costruzioni Idrauliche.

Nel presente paragrafo si indicano, senza entrare nel dettaglio, già altrove contenuto, i materiali usati specificatamente per le opere acquedottistiche, unitamente a brevi commenti sui vantaggi e svantaggi e su specifiche questioni acquedottistiche.

Distinguiamo innanzitutto le opere necessarie in :

- condotte e pezzi speciali;
- apparecchiature

2.1 Le condotte

Nel presente capitolo esamineremo i materiali con cui possono essere realizzate le condotte per il trasporto dell'acqua, pur rinviando lo studio dei materiali in quanto tali all' apposito capitolo VI.

Distinguiamo innanzitutto il caso di:

- condotte a pelo libero (che possono essere adottate solo per le adduttrici)
- condotte in pressione.

2.1.1 Le condotte a pelo libero

Queste sono forse più economiche di quelle in pressione, quando debbano essere trasportati grandi quantitativi d'acqua, e possono avere forma rettangolare (fig. 1), circolare (fig. 2) o policentrica (fig. 3).

Vengono realizzate in calcestruzzo armato poggiato sul suolo con fondazione continua e rivestito esternamente con terrapieno che funge da protezione meccanica e termica. Internamente vengono rivestite con intonaco di cemento ed impermeabilizzate.

Tale adduzione è conveniente solo quando devono essere trasportati grandi quantitativi d'acqua e non è necessario, per il trasporto il suo sollevamento meccanico.

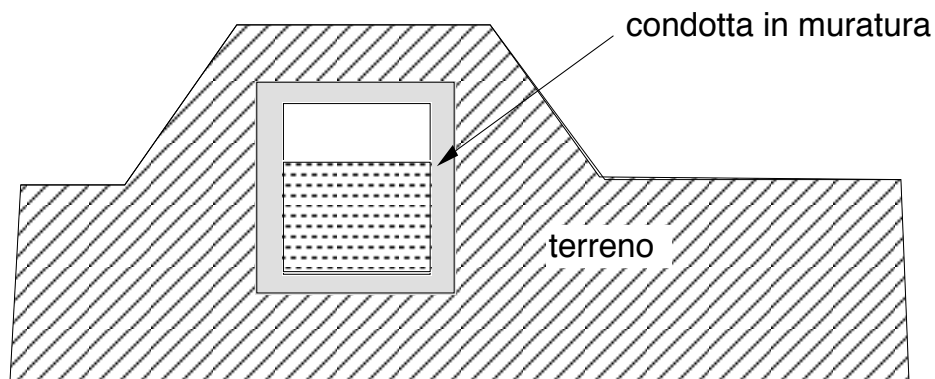


fig. 1- schema di acquedotto a sezione rettangolare

fig. 2

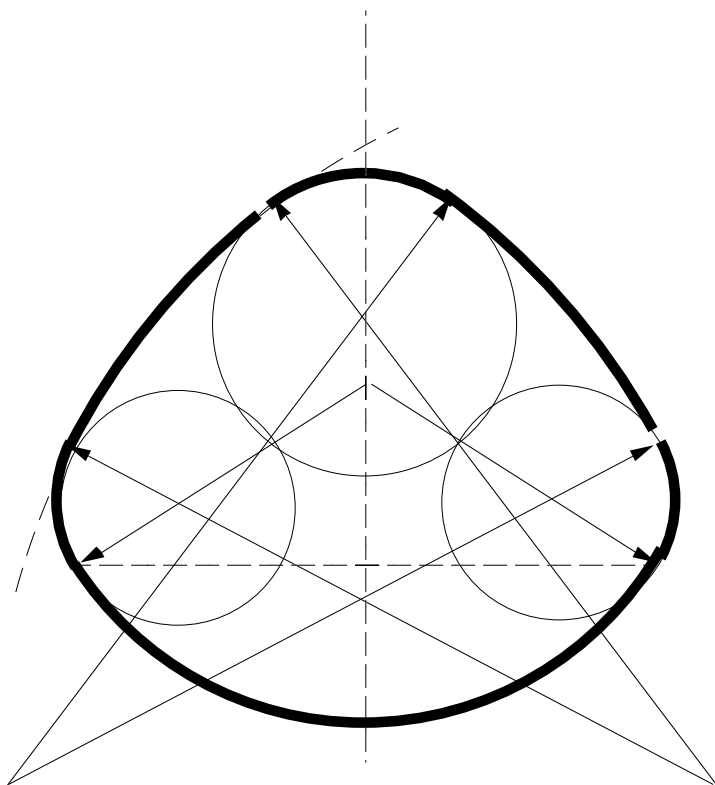


fig. 3- schema di acquedotto a sezione policentrica

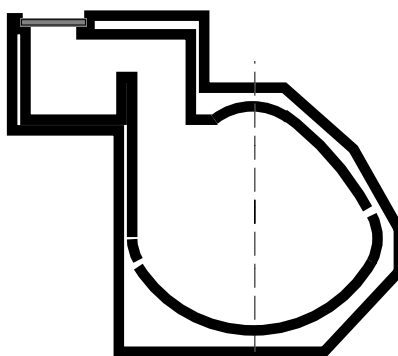


fig. 4 -pozzetto d'ispezione in una condotta a pelo libero di sezione policentrica

La fig. 4 dà un'idea della realizzazione di un pozzetto d'ispezione in una condotta a pelo libero di sezione policentrica.

Detti pozzetti sono necessari in quanto periodicamente sarà opportuno ispezionare l'opera ed eseguire eventualmente lavori manutentivi quali ripresa di fessurazioni, impermeabilizzazioni ecc...

2.1.2 *Le condotte in pressione*

Queste sono di norma costituite da tubi, prefabbricati, di forma circolare.

Storicamente i primi tubi furono di coccio, piombo o ferro. Detti materiali oggi non vengono più adoperati. Di contro sono adottati:

- la ghisa (con prevalenza della ghisa sferoidale: GS)
- l'acciaio
- il polietilene (ad alta densità (PEAD), od a bassa densità (PEBD))
- il PVC;
- il cemento armato (in genere il TAD) ed il cemento armato precompresso
- la vetroresina (nelle sue diverse tecnologie realizzative)

Materiali del passato, quali:

- la ghisa comune o ghisa grigia (G.G.)
- il fibrocemento ;

per motivi diversi oggi non vengono più adottati.

Tuttavia buona parte dell' attuale patrimonio acquedottistico é costituito da condotte in tali materiali.

2.2. Le apparecchiature

Si intendono con questo nome quegli apparecchi di manovra, manuale od automatica o di controllo, che possono essere inseriti nelle reti acquedottistiche; tra gli organismi di manovra abbiamo:

a. *Saracinesche*

Che sono organi di interclusione, di norma hanno giunzione a flangia (salvo che per piccolissimi diametri) e sono in ghisa o bronzo.

Salvo particolari motivi sono a corpo ovale. Esistono anche saracinesche in acciaio.

L'attuale mercato é ricco di saracinesche di ogni tipo, da quelle a cuneo gommato e rivestite internamente a quelle motorizzate, da quelle a chiusura rapida a quelle a chiusura lenta (anti colpo-d'ariete) ecc.....

Pertanto l'ingegnere, prima della redazione del progetto esecutivo, dovrà opportunamente documentarsi sui materiali esistenti sul mercato, sui relativi costi e sulle caratteristiche e prestazioni di ciascuna apparecchiatura.

Solo dopo tale studio potrà effettuare le scelte progettuali.

b. *Valvole di ritegno*

Sono anch'esse organi di interclusione che permettono all'acqua di percorrere la tubazione in una sola direzione. Ne esistono di vario tipo. La giunzione è sempre flangiata, salvo per i piccoli diametri.

Anche per tale apparecchiatura è necessaria l'indagine di mercato cui dianzi.

c. *Valvole automatiche a galleggiante*

Sono organi di interclusione, di norma posti allo sbocco, in serbatoi, della

tubazione, che chiudono il flusso dell'acqua in funzione del livello raggiunto da essa nel serbatoio (hanno lo stesso funzionamento dei galleggianti degli sciacquoni delle comuni abitazioni)

d. Regolatori di pressione (o valvole a riduzione di pressione)

Sono strumenti che servono per diminuire la pressione che sussiste in una tubazione creando meccanicamente una forte perdita concentrata. Ciò si ottiene o tramite molle o tramite contrappesi che agiscono direttamente o tramite leve. Lo strumento è utile quando la tubazione, passando da quote elevate a terreni più bassi, avrebbe pressioni esuberanti a quelle necessarie per il suo esercizio.

e Sfiati

Non sono strettamente catalogabili tra gli organismi di manovra ma svolgono compiti importantissimi

Essi permettono la fuoriuscita di aria eventualmente presente nella tubazione che ne impedirebbe il regolare funzionamento o, viceversa, ne consentono il rientro, nel caso di svuotamento della condotta, impedendo la formazione di depressioni che potrebbero provocare stati tensionali indesiderati.

Anche di tale apparecchio esistono varie versioni; ma sostanzialmente esso consiste in un galleggiante (di plastica o gomma butilica).

Detto galleggiante in condizioni normali è premuto contro la parte superiore e chiude l'uscita della condotta ma in presenza di aria ne consente l'uscita staccandosi dai fori e galleggiando sull'acqua o posandosi sul supporto di ferro.

f. Idranti

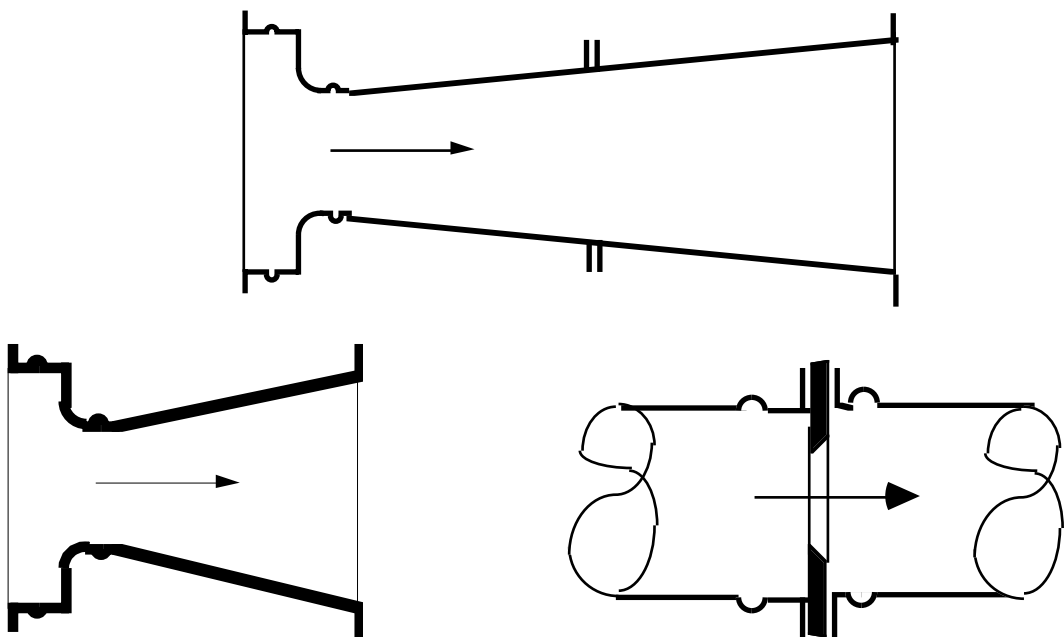
Sono particolari prese d'acqua che di norma servono per il servizio antincendi (o per l'inserimento diretto delle lance o per il rifornimento delle autobotti) .

g *Apparecchi di controllo*

Tra le apparecchiature di controllo si ricordano i misuratori di portata e di volume ed i misuratori di pressione.

I primi possono essere di vario tipo ma quelli più applicati si basano sulle realizzazioni commerciali del famoso venturimetro.

Le fig. 5,6 e 7 danno l'illustrazione di tre versioni



(la prima è la più costosa, la seconda la più applicata e la terza, pur essendo la meno costosa è relativamente poco applicata, in quanto penalizzata dalle forti perdite idrauliche che provoca) del tubo venturi.

La misura della portata è immediata dalla lettura del dislivello H tra i due menischi del manometro differenziale, tramite la

$$A = A \sqrt{M} \quad (1)$$

dove

$$A = S_a \sqrt{\frac{2g}{1 + K - c}} \quad (2)$$

con

$$c = \left(\frac{S_2}{S_1} \right)^2 \quad (3)$$

in cui S_i è l'area del tubo nella sezione i ($i = 1, 2$) con ovvio significato degli altri simboli.

Altri sistemi si basano o sul tubo di Pitot o su metodi elettromagnetici o meccanici.

I misuratori di volume sono detti, più comunemente, contatori.

E' bene precisare subito che i venturimetri possono essere anche utilizzati come contatori, ciò si ottiene aggiungendo allo strumento un insieme di rotismi che esegue meccanicamente l'integrazione nel tempo della portata.

I contatori veri e propri sono di vario tipo: per le tubazioni di diametro maggiore si usano quelli a mulinello detti "contatori Woltmann". Essi funzionano con lo stesso principio delle turbine Kaplan.

Per diametri inferiori si usano turbinette di vario tipo, che colpite da uno o più getti d'acqua ruotano con velocità proporzionale a quella dell'acqua. Tra questi può essere classificato anche il Woltmann. Un insieme di rotismi esegue l'integrazione meccanica della velocità, materializzata dall'asse delle turbine nel tempo, dando i volumi di acqua passante nella tubazione.

Un altro tipo di contatori sono quelli "a volume". Questi contano il numero di volte che un recipiente, interno al contatore, viene riempito dall'acqua..

I misuratori di pressione sono dei semplici manometri. Questi non devono essere inseriti direttamente sulla tubazione ma tramite l'interposizione di un bacino di rame, opportunamente sagomato al fine di conferirgli una certa deformabilità per permettergli l'assorbimento delle vibrazioni che, se agissero direttamente sull'ago del manometro, lo rovinerebbero rapidamente.

Sia i venturimetri che i manometri possono essere a registrazione su carta.

A fianco dei normali strumenti sopra ricordati sussistono apparecchi più sofisticati che permettono la manovra ed il controllo a distanza delle reti acquedottistiche o tramite ponti radio o tramite collegamenti con la rete telefonica o con altre reti metalliche (quali quelle della pubblica illuminazione).

| | | | | | | | | | | |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| D = mm | 325 | 350 | 400 | 450 | 500 | 550 | 600 | 650 | 700 | 750 |
| L = mm | 600 | 625 | 700 | 750 | 800 | 850 | 900 | 950 | 1000 | 1100 |
| P = kg | 150 | 180 | 220 | 290 | 350 | 430 | 520 | 630 | 740 | 880 |
| D = mm | 800 | 850 | 900 | 950 | 1000 | 1200 | 1400 | 1600 | 1800 | 2000 |
| L = mm | 1200 | 1300 | 1400 | 1500 | 1600 | 1800 | 2000 | 2200 | 2400 | 2600 |
| P = kg | 1000 | 1200 | 1400 | 1600 | 1800 | 2500 | 3150 | 3800 | 4500 | 5400 |

Tabella con misura dei venturimetri

| | | | | | | | | | | | | |
|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| D = mm | 50 | 70 | 80 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 | 300 |
| L = mm | 200 | 225 | 225 | 250 | 275 | 300 | 325 | 350 | 400 | 450 | 500 | 550 |
| P = kg | 20 | 22 | 28 | 36 | 42 | 48 | 60 | 75 | 90 | 110 | 150 | 180 |

3 IL FABBISOGNO D'ACQUA

Il tipo e la quantità di acqua da approvvigionare per l'acquedotto, varia, come già accennato in funzione dell'utente.

3.1. Gli acquedotti industriali

Se l'utente è l'industria occorrerà valutare la portata da addurre in funzione del tipo di industria cioè della produzione e del fabbisogno idrico per la produzione stessa. Ricordiamo in proposito che nell'industria l'acqua può essere utilizzata, oltre che per forza motrice, ma ciò non riguarda gli acquedotti, anche come materia prima (es. pastifici, cartiere, ecc....), o per cicli di raffreddamento (centrali termoelettriche, nucleari, ecc..).

Ovviamente in funzione del tipo di industria varia anche la qualità richiesta per l'acqua. Infatti, per esempio per i pastifici deve avere le caratteristiche della potabilità, mentre ciò non è richiesto dalle cartiere.

E' da tenere presente che un acquedotto industriale può servire industrie diverse, che possono richiedere acque con diverse caratteristiche chimico-fisiche, ovviamente un'acqua potabile può essere idonea a tutte le industrie, tuttavia dato il crescente fabbisogno di tali acque per gli altri tipi di acquedotto ed il sempre più difficoltoso approvvigionamento delle stesse (vedi nel seguito), gli acquedotti industriali potranno essere approvvigionati con quelle acque che localmente risultano disponibili, senza particolari requisiti di potabilità.

Ciascuna industria provvederà poi, ove necessario, a trattare l'acqua per assicurarle quelle caratteristiche necessarie alla propria produzione. In tali casi le industrie potranno anche avere un allaccio sulla rete dell'acqua potabile, ma l'uso di questa dovrà essere limitata ai soli usi civili.

Per valutare la portata di cui dotare un acquedotto industriale si ricorre a delle tabelle che, in funzione del tipo di industria e della produzione, danno il fabbisogno.

Qui di seguito si riportano alcune di queste tabelle, i cui valori sono tuttavia solo indicativi in quanto spesso calcolati con riferimento a tecnologie industriali diverse da quelle presenti nel territorio che si dovrà servire. Saranno pertanto

necessarie verifiche con i responsabili delle industrie, inoltre occorrerà tener presente in fase di progettazione delle opere acquedottistiche che esse dovranno avere validità tecnico-economica in un arco di almeno 40 anni e pertanto sarà necessario prevedere il fabbisogno complessivo anche per i prossimi 40÷50 anni.

Ciò può essere fatto in base alla estensione superficiale destinata dagli strumenti urbanistici alle industrie.

Nel caso semplicistico di un territorio comunale che abbia destinato S_I ettari ad industrie ed in cui, al momento della progettazione dell'acquedotto, si abbiano solo S'_I insediati con necessità idrica pari a Q' , potremo ottenere la necessità globale Q tramite la :

$$Q = Q' \frac{S_I}{S'_I} \quad (4)$$

Non è escluso il ricorso a tecniche più sofisticate, quali il confronto con aree industrializzate che abbiano un passato simile alla situazione della zona in esame, proiezioni stocastiche, ecc....

3.2 Gli acquedotti rurali

Scopo degli acquedotti rurali è quello di fornire acque potabili agli abitanti delle campagne ed al bestiame.

E' escluso qualsiasi uso di tipo irriguo.

Il fabbisogno idrico in questi casi va calcolato aggiungendo a quello per gli usi domestici, da calcolarsi in ragione di 200÷250 litri/abitante/giorno, quello relativo al bestiame, come da tabella allegata.

E' tuttavia da tener presente che usi impropri, anche se rigorosamente proibiti e colpiti da pesanti sanzioni, sono tuttavia inevitabili, quali l'irrigazione, eventualmente notturna di orti, la pulizia delle stalle e del bestiame, ecc..., pertanto potrà essere previsto un leggero incremento della dotazione risultante dai calcoli precedenti. Tuttavia sono anche da prevedere dispositivi che impediscano che detti usi impropri assumano proporzioni maggiori e ciò a scapito, eventualmente, di usi civili. Di dette apparecchiature che limitano la

dotazione, detti partitori, si parlerà nel seguito.

3.3 Gli acquedotti urbani

Il fabbisogno di acqua, che in questo caso dovrà ovviamente avere il requisito della potabilità, è per consuetudine valutato in funzione del numero di abitanti del centro da servire, anche se non mancano critiche a detto metodo (Mantica-1977).

La portata media annua cui dotare un acquedotto urbano si valuta tramite la formula:

$$Q_a = \frac{P q}{86400} \quad [l/s] \quad (5)$$

Nella precedente

P è la popolazione da servire

q è la dotazione idrica pro capite/giorno

Il prodotto P q deve essere il massimo di quelli corrispondenti agli anni cui l'acquedotto dovrà funzionare; ciò si ottiene, se P tende a crescere (e quindi crescerà anche q) assumendo a tale scopo i valori relativi all'ultimo anno in cui l'acquedotto in progetto dovrà funzionare in maniera efficiente; se invece P tende a diminuire si assumeranno per P q i valori attuali.

Ricordato quindi che un acquedotto ha una validità tecnico-economica di 40÷50 anni occorrerà prevedere il valore di P alla data corrispondente alla scadenza del 40° o 50° anno.

3.3.1 Le previsioni demografiche

Le previsioni della popolazione sono compito della demografia, qui si riportano solo i metodi più frequentemente impiegati per gli scopi che competono agli ingegneri.

Nell'ordinamento italiano le fonti di informazione sulla distribuzione della popolazione sono i censimenti e le anagrafi comunali. I primi forniscono la distribuzione della popolazione residente e della popolazione presente rilevata dal censimento. Questo normalmente si esegue ogni 10 anni.

A partire dal 1861 i censimenti si sono susseguiti con cadenza decennale, con eccezione per il 1921 durante il quale non fu eseguito il censimento e per il 1936, che invece fu anno censuario.

La periodicità suddetta è importante per la semplificazione dei calcoli cui nel seguito faremo cenno.

Le registrazioni anagrafiche seguono il movimento della popolazione tramite la combinazione dei cambi di residenza, morti e nascite.

Dagli stessi uffici preposti al censimento i dati rilevati tramite esso vengono confrontati con quelli anagrafici per controllo e correzioni.

Per la valutazione della popolazione ai fini acquedottistici non occorrerà solo tener presente della popolazione residente ma anche di quella fluttuante, costituita da coloro che per un certo periodo di tempo si trovano in una città diversa da quella di residenza e gravano su essa per le proprie necessità idriche in quel periodo. La previsione della popolazione fluttuante è gravata sempre da molte incertezze (si può effettuare tramite il computo dei posti letto in alberghi e pensioni, ma così facendo si esclude la popolazione costituita da pendolari).

Il fenomeno della popolazione fluttuante è fortemente pesante in centri di villeggiatura (soprattutto estivi) e nelle città sedi di grosse Università.

La previsione della popolazione futura è anch'essa abbastanza difficile e

gravata da incertezze. In generale la variazione della popolazione è dovuta alla composizione di due differenti fenomeni:

- a) differenza tra nascite e morti;
- b) movimento migratorio.

Mentre il primo fenomeno è abbastanza regolare nel tempo, salvo casi particolari, e pertanto non può comportare grossi errori di valutazione, ben diverso è il caso del movimento migratorio che, dipendendo essenzialmente da condizioni socio-economiche, non risponde ad alcuna regola.

La stima della popolazione futura a partire dai dati dei censimenti eventualmente completati con quelli della popolazione presente (calcolata tramite l'anagrafe) può essere compiuta con diversi metodi, tra cui:

- a) metodi grafici;
- b) metodi matematici;
- c) metodi di correlazione;
- d) metodi di componenti.

Senza entrare nel dettaglio dei suddetti metodi compito della demografia alla quale si rimanda chi volesse approfondire l'argomento (cfr. p. es. Federici - Lezioni di Demografia. Ed. De Sanctis-Roma) diamo solo un cenno, soffermandoci su quelli più adoperati in ingegneria.

Metodi grafici

Consistono nel costruire un grafico cartesiano con in ascisse gli anni dei censimenti ed in ordinate la popolazione in essi rilevata; quindi nell'interpolare graficamente i punti così individuati con una curva continua che prolungata sino all'altezza dell'anno della previsione ci dà, sull'asse delle ordinate, la popolazione di previsione. Il grafico può essere costruito e con scale normali e con scale logaritmiche ecc....

Metodi matematici

Altro non sono che una versione analitica dei metodi grafici.

Si tratta di ricercare analiticamente, in base ai dati dei censimenti l'espressione matematica della curva che interpola i punti di cui al metodo grafico. Dette curve, molto usate anche in biologia, sono dette curve di crescita e rispondono, in generale, alla espressione:

$$\frac{dP}{dt} = f(t,P) \quad (6)$$

dove con $P = P(t, P)$ è indicata la entità della popolazione considerata funzione del tempo e della stessa popolazione ai tempi precedenti.

Spesso, ingegneristicamente, la (6) viene ridotta alla:

$$\frac{dP}{dt} = f(P) \quad (7)$$

e, per la funzione f si adottano più comunemente le seguenti:

- a) curve di crescita aritmetica:

$$f(P) = K_a = \text{costante}$$

segue integrando ed indicando con P_0 e t_0 una coppia di valori (P,t) nota

$$P = P_0 + K_a (t - t_0) \quad (8)$$

- b) curve di crescita geometrica:

$$f(P) = K_g P \text{ (con } K_g = \text{costante)}$$

segue:

$$P = P_0 e^{K_g (t-t_0)} \quad (9)$$

- c) curve di crescita rallentata

$$f(P) = K_r (P_s - P)$$

con:

$K_r = \text{costante}$

e

P_s massimo valore raggiungibile della popolazione, o valore di saturazione

segue:

$$P = P_s - (P_s - P_0) e^{-K_r (t-t_0)} \quad (10)$$

d) curva di crescita logistica

$$f(P) = K_l P (P_s - P)$$

con:

$K_l =$ costante

e

P_s valore di saturazione

segue:

$$P = \frac{P_s}{1 + \frac{P_s - P_0}{P_0} e^{-P_s K_l (t-t_0)}} \quad (11)$$

I valori delle costanti K possono essere stimati per via grafica, o col metodo dei minimi quadrati, infatti per ciascuna di queste curve è possibile attuare una linearizzazione della funzione $P = P(t)$ con grafici in scala opportuna dei valori p e t relativi al passato. Nel caso delle ultime due (rallentata e logistica) sarà necessario anche stabilire a priori, eventualmente per tentativi, il valore di P_s . Ciò può essere fatto in base al P.R.G., a condizioni socio-economiche, ecc...

Diamo qui di seguito una tabella dei valori da riportare in ascissa ed in ordinata per ottenere la linearizzazione in modo tale che il coefficiente angolare dia direttamente il coefficiente K_i .

| Tipo di curva | ascissa | ordinate |
|---------------|--|-----------|
| aritmetica | P | $t - t_0$ |
| geometrica | $\lg_n P$ | $t - t_0$ |
| rallentata | $\lg_n \left(\frac{P - P_s}{P_0 - P_s} \right)$ | $t_0 - t$ |

| | | |
|-----------|-----------|----------------|
| logistica | $\lg_n P$ | $P_s(t - t_0)$ |
|-----------|-----------|----------------|

E' ancora da notare che sia i coefficienti K che i valori di P_s (per le curve di crescita rallentate e per la logistica) sono anche ricercabili scrivendo le equazioni delle curve relative a due od a tre coppie di valori noti e risolvendo il sistema relativo.

Quest'ultimo può portare però ad errori notevoli se i valori assunti a base del calcolo sono affetti da anomalie.

Prima di passare ad un cenno sui metodi di correlazione ed a quello dei componenti, diamo una forma diversa della curva di crescita logistica, molto usata dagli ingegneri.

Posto:

$$P_s = a \quad (12)$$

$$\frac{P_s - P_0}{P_0} = b \quad (12')$$

$$P_s K_1 = c \quad (12'')$$

$$t - t_0 = n \quad (12''')$$

la (11) diviene

$$P = \frac{a}{1 + b e^{-cn}} \quad (11')$$

e tenuto conto che:

$$\text{per } n \rightarrow -\infty \quad P \rightarrow C$$

$$\text{per } n \rightarrow \infty \quad P \rightarrow P_s$$

ed inoltre che la $P(t)$ è monotona crescente e quindi dovrà presentare un flusso dove:

$$\frac{d^2P}{dn^2} = 0$$

e ricordando che

$$\frac{dP}{dt} = K_l P(P_s - P)$$

avremo:

$$\frac{d^2P}{dn^2} = \frac{d^2P}{dt^2} = -K_l P \frac{dP}{dt} + K_l(P_s - P) \frac{dP}{dt} = 0$$

da cui

$$P_f = \frac{P_s}{2} = \frac{a}{2} \quad (13)$$

cioè l'entità della popolazione nell'anno n_f cui la (10) presenta un flusso è pari alla metà del valore della popolazione di saturazione. Si verifica inoltre facilmente che

$$b = e^{cn_f} \quad (14)$$

che

$$P_o = \frac{a}{1+b} \quad (15)$$

La (10), la (11) e la (12) permettono di definire facilmente i parametri della curva di crescita logistica quando su un grafico in scala normale dei valori del passato di (P,t) è possibile individuare o stimare il punto di flusso.

Metodi di correlazione

Essi possono essere di vario tipo, ma tutti consistono nella ricerca di una relazione tra la crescita della popolazione del centro che interessa ed altri fenomeni o fattori individuati come i più significativi.

Un tipo di correlazione consiste nel cercare la relazione esistente tra il nostro centro ed una zona più vasta di cui esso faceva parte o con la quale si sono individuate importanti affinità.

Analogo ma diverso è il procedimento della ricerca di correlazione tra il nostro centro ed altri che nel passato abbiano avuto le stesse caratteristiche attuali del nostro centro.

Esistono ancora altri tipi di correlazione, per es. multiple tra popolazione e

occupazione, prodotto naturale lordo, densità di popolazione, ecc....

Metodo dei componenti

Consiste nello stimare la popolazione futura componendo le previsioni dei vari fenomeni che concorrono nella composizione dell'entità della popolazione, quali le nascite, le morti ed il movimento migratorio.

3.3.2 La dotazione idrica pro capite

Il valore di q, dotazione idrica pro-capite, che compare nella (2) è normalmente valutato anch'esso in funzione della popolazione.

Il Ministero LL.PP, per permettere gli adempimenti previsti dalla legge n. 124 del 4/2/1963, emanò una circolare indicando i valori da prevedersi per q da applicarsi ai fini della suddetta legge e pertanto detti valori dovrebbero essere quelli da adottarsi.

Il suddetto piano stabilisce, in base alla q così valutata ed alla popolazione prevista dal 2015, la portata idropotabile globale degli acquedotti di ciascun comune dando anche indicazioni circa le fonti di approvvigionamento (e l'entità di acqua da loro prelevabile) e le opere necessarie per l'adduzione.

| TAB. I – DOTAZIONI IDRICHE PRO-CAPITE/GIORNO SECONDO VARI AUTORI | | | | | | |
|---|-----------|--------------------|-----------|-----------|-------------|------------------------|
| AUTORE | ARREDI | P.R.A. | MARZOLO | RUGGIERO | MISTRANGELO | COLOMBO 80 EDIZIONE |
| ABITANTI | | | | | | |
| CASE SPARSE | ----- | 90 + 100 | 60 + 70 | 40 | ----- | 60 + 70 |
| < 5000 | 150 + 200 | 120 + 150 | 80 + 100 | 70 + 100 | ----- | 70 + 100 |
| 5000 -10000 | | 150 + 190 | 100 + 150 | | 100 + 150 | |
| 10000-50000 | | 200 + 250 | | 100 + 200 | 100 + 200 | |
| 50000-100000 | | 250 + 300 | 250 + 350 | 150 + 300 | 100 + 200 | |
| 100000-250000 | 250 + 300 | 350 + 480 | 200 + 250 | 200 300 | 200 + 300 | 200 + 300 |
| > 250000 GRANDI CITTA' | | 300 450 400 350 | 500 + 750 | | | |
| ANNO PUBBLICAZIONE | 1970 | 1965 | 1963 | 1955 | 1952 | 1963 |

Si è però quasi subito constatato come il piano non poteva essere rispettato e per errori nella previsione della popolazione e per errori nella valutazione di q (che non può, ovviamente, essere funzione della sola popolazione ma anche di innumerevoli altri fattori), ed ancora per errori nella

previsione delle disponibilità idriche delle fonti previste dal piano.

Per tutti questi motivi i valori di q stabiliti dalla summenzionata circolare ministeriale sono oggi da ritenersi solo indicativi.

Si è inoltre constatato che q è anche funzione del tempo, cioè che per una fissata entità di popolazione, q varia col trascorrere degli anni ed in senso crescente. Si veda a proposito la tabella I.

Il crescere di q con il tempo è non solo da mettere in relazione al miglioramento delle condizioni igieniche della popolazione ma anche all'invecchiamento delle reti acquedottistiche che presentano col passare degli anni sempre più numerose perdite d'acqua spesso occulte (per es. versamento in fogna), a causa delle correnti vaganti, dello scollaggio dei giunti, ecc....

Gli acquedotti urbani sono inoltre caratterizzati da una accentuata variabilità dei consumi che ha caratteristiche pluri-periodiche. Per tale motivo il quantitativo d'acqua di approvvigionamento sarà quello dato dalla (2) solo nel caso, rarissimo, di costruire serbatoi a compenso annuo. Diversamente la quantità di acqua di approvvigionamento, e quindi il fabbisogno, sarà dato dalla:

$$Q = \alpha Q$$

dove α è un coefficiente (positivo) maggiore di 1.

Il valore di α dipende dalla capacità del serbatoio.

4 L'APPROVVIGIONAMENTO DELL'ACQUA

4.1 I possibili approvvigionamenti

Svariate possono essere le fonti di approvvigionamento dell'acqua ma sempre, ovviamente, connesse alle risorse idriche.

In questo paragrafo esamineremo le risorse idriche e i possibili approvvigionamenti unitamente ai vincoli che determinate utilizzazioni comportano.

A tale proposito si può ritenere ancora attuale quanto è risultato dalla relazione su "i problemi delle acque in Italia" redatta per il Senato della Repubblica nel 1972 e che qui riportiamo nella parte che più ci interessa.

Si definiscono "Risorse idriche" le:

"quantità d'acqua presenti nel suolo e nel sottosuolo di una determinata zona durante un determinato periodo, espresse in termini di probabilità" e si distinguono in:

- Risorse idriche naturali, cioè "risorse idriche presenti naturalmente"
- Risorse idriche potenziali, cioè "massime risorse idriche che possono essere messe a disposizione con mezzi artificiali" e
- Risorse idriche utilizzabili o disponibili cioè "risorse suscettibili di essere valorizzate, tenendo conto di considerazioni socio-economiche".

La prima di queste ultime (cioè le naturali) vengono a loro volta suddivise in "statiche" e "dinamiche".

Le risorse statiche sono costituite da quei volumi d'acqua raccolti naturalmente in tempi passati, in una certa zona, che ristagnano nel sottosuolo e che non sono alimentati da fonti idriche naturali (o lo sono soltanto in minima parte) e che perciò quando vengono utilizzati si depauperano irrimediabilmente e progressivamente, senza più ricostituirsi; per questo motivo la loro utilizzazione

viene detta "a rapina". Sono i cosiddetti "depositi d'acqua fossili o geologici" formatisi anticamente nel sottosuolo di certe regioni, sulle quali all'epoca della formazione della risorsa cadevano abbondanti precipitazioni, mentre successivamente il clima si è inaridito (ad es. il Sahara); l'intervenuto inaridimento fa sì che nelle condizioni climatiche attuali non vi sia più la possibilità di rifornimento dei depositi, che hanno acquistato perciò i caratteri di risorse statiche.

In sostanza, le risorse statiche d'acqua sono analoghe ai giacimenti petroliferi o metaniferi, con i quali hanno in comune la proprietà di essere inevitabilmente soggette all'esaurimento.

Le risorse dinamiche sono volumi d'acqua in movimento e alimentati da fonti idriche naturali, i quali, se deviati artificialmente dal loro cammino, possono essere condotti ad alimentare utilizzazioni perenni; si può perciò dire che queste risorse, a mano a mano che vengono sfruttate, si ricostituiscono, entro certi limiti.

Esse possono essere costituite dalle acque correnti di alvei idrografici, cioè in un sistema di alvei superficiali (fiumi e torrenti), oppure da quelle muoventesi in acquifero, cioè in una zona permeabile del sottosuolo; di solito, anzi, parte dell'acqua costituente la risorsa scorre in superficie, e parte in acquiferi sotterranei.

Per la definizione di risorsa dinamica è essenziale il concetto di sezione.

Consideriamo per esempio, un corso d'acqua superficiale, mettiamoci in una sua sezione e misuriamo il volume dell'acqua che l'attraversa in un certo periodo di tempo, ad es. in un anno: questo volume è originato dalle acque di precipitazione meteorica che cadono sul bacino imbrifero di alimentazione del corso dell'acqua fino alla sezione considerata: una parte più o meno grande a seconda dei casi, di tali acque arriva infatti al corso d'acqua, sia scorrendo sul suolo o negli alvei degli affluenti, sia penetrando in un primo tempo nel sottosuolo e riemergendone sotto forma di sorgenti.

Se questo riferimento al bacino imbrifero può giustificare la definizione di risorsa come "quantità di acqua presente sul suolo e nel sottosuolo" del bacino stesso, è però evidente che un'adatta opera artificiale di presa, costruita nella sezione considerata, può prelevare ed avviare all'utilizzazione (in tutto o in parte, a seconda delle dimensioni dell'opera) il volume idrico che attraversa la sezione in un assegnato periodo di tempo, e non il volume che nel periodo stesso è stato presente nel bacino di alimentazione.

Il volume che in un certo tempo attraversa la sezione di sbocco di un determinato bacino, dunque, deve essere considerato come la risorsa idrica in senso proprio.

Un discorso analogo si può fare per le falde idriche sotterranee, che si comportano come grandi corsi d'acqua in lento movimento, i cui volumi di deflusso possono essere definiti solo con riferimento a determinate "sezioni"; è però evidente che queste sezioni possono essere delimitate e misurate molto più difficilmente di quelle dei corsi d'acqua superficiali, e che conseguentemente anche i volumi che le attraversano sono di più incerta valutazione.

In Italia non risulta che vi siano risorse idriche statiche degne di nota, e tutte le acque sotterranee utilizzabili devono considerarsi risorse dinamiche, nel senso che andiamo a precisare.

Per un Paese come l'Italia, nel quale tutte le risorse (tanto superficiali, quanto sotterranee) sono dinamiche, è opportuno modificare parzialmente la definizione nella forma seguente: "risorsa idrica è il volume d'acqua che attraversa una determinata sezione in un determinato periodo, espresso in termini di probabilità".

Come periodo di tempo conviene assumere l'anno, in relazione sia ai cicli climatici, sia alla periodicità di alcune importanti utenze (si pensi alle irrigazioni).

In riferimento alla probabilità è necessario, poiché i volumi che attraversano una data sezione in anni diversi sono di regola diversi, per cui si pone il problema di prevedere le probabilità delle insufficienze o "fallanze" che una determinata utilizzazione subirà negli anni magri; tale riferimento viene di solito precisato, assumendo come valore numerico della risorsa il volume medio di un numero di anni il più possibile lungo, salvo poi valutare con i metodi del calcolo delle probabilità gli scostamenti in più o in meno che rispetto a tale media ci si possono aspettare nell'avvenire.

In conclusione, con queste precisazioni, diremo risorsa idrica naturale il volume d'acqua medio annuo che attraversa una determinata sezione di un corso di acqua superficiale, oppure di una falda sotterranea: e ovviamente parleremo nel primo caso di risorsa superficiale, nel secondo caso di risorsa sotterranea.

Il passaggio alla definizione di risorsa idrica potenziale, e ancor più quello

alla definizione di risorsa idrica utilizzabile, implica la considerazione di numerosi vincoli, imposti allo sfruttamento di risorsa.

Più precisamente, l'entità della risorsa potenziale è limitata da vincoli di carattere idrografico, o geografico o tecnologico.

Ad esempio, se per sfruttare una determinata risorsa superficiale, cioè per derivare da una sezione di un fiume il volume medio annuo defluente, fosse necessario realizzare un serbatoio di una certa capacità, ma la morfologia e la geologia della valle non consentissero altro che una capacità inferiore, sarebbe giocoforza derivare un volume minore di quello medio annuo: la risorsa potenziale sarebbe perciò, necessariamente inferiore a quella naturale.

La risorsa utilizzabile può poi essere ancora inferiore, perché a determinarla concorrono numerosi altri vincoli; di carattere principalmente economico, o più in generale socio-economico.

Così per riprendere l'esempio accennato dianzi, potrebbe darsi che la realizzazione del serbatoio con la capacità massima ammissibile in relazione alla morfologia e alla geologia della valle, cioè del serbatoio necessario per sfruttare tutta la risorsa potenziale, determinasse la sommersione di un centro abitato; in tal caso si imporrebbe il trasferimento del centro abitato, le cui implicazioni sociali ed il cui costo potrebbero essere così gravosi, da consigliare una riduzione della capacità del serbatoio, tale da evitare la sommersione del paese: e allora la risorsa utilizzabile sarebbe inferiore alla risorsa potenziale.

Altri vincoli suscettibili di limitare l'aliquota utilizzabile di una risorsa potenziale possono derivare dal pericolo che lo sfruttamento della risorsa entro certi limiti determini inconvenienti o danni all'ambiente, oppure alla qualità della risorsa medesima.

Un vincolo del primo tipo è per esempio, quello che costringe a limitare i volumi d'acqua estraibili da una falda sotterranea, quando l'eccessiva estrazione provocherebbe pericolosi fenomeni di subsidenza del terreno; un vincolo del secondo tipo si presenta nelle falde costiere d'acqua dolce adagiate su acqua marina, nelle quali l'eccessivo attingimento provocherebbe l'inquinamento della falda per risalita della salinità.

Alcuni dei vincoli che concorrono a determinare la risorsa utilizzabile sono

diversi a seconda dello scopo cui la risorsa è destinata, e riguardano sia la quantità delle acque costituenti la risorsa, sia il loro regime, cioè la distribuzione delle quantità nel tempo, ad esempio nei vari mesi dell'anno, sia la loro qualità.

Passiamo in breve rassegna i casi più significativi.

4.2 Vincoli connessi con l'utilizzazione delle risorse

- A fini idropotabili

L'acqua destinata a fini potabili deve possedere particolari caratteri chimico-fisici e biologici, che in natura sono posseduti soltanto da particolari acque sotterranee e sorgentizie.

Per lo sfruttamento delle altre acque bisognerà ricorrere ai processi di potabilizzazione, il cui costo è dipendente, chiaramente, dalla qualità delle acque; a volte sarà più opportuno ricorrere ad acque superficiali, ancorché inquinate, piuttosto che ad acque sotterranee, per esempio ferroso-colloidali, per il maggior costo della deferrizzazione rispetto a quello della potabilizzazione dell'acqua superficiale.

E' poi ovvio che anche la distanza della risorsa dal punto di utilizzazione, a causa del costo di trasporto, influenza fortemente i criteri di scelta.

- A fini multipli

E' chiaro che nel quadro delle utilizzazioni regionali sarà opportuno regolare, fin quando possibile, le portate idriche affinché una stessa risorsa possa essere sfruttata a vari scopi, per esempio idroelettrici ed irrigui.

In effetti, è spesso praticamente possibile ricorrere allo stesso volume d'acqua per realizzare utilizzazioni diverse con la stessa opera di accumulo e di regolazione, la quale dovrà essere esercitata tenendo conto delle singole esigenze.

Nella categoria dei vincoli derivanti da utilizzazioni a fini multipli possono farsi rientrare anche quelli di carattere paesistico e ricreazionale, perché le attività turistiche, di cui tali vincoli impongono la considerazione, sono da riguardare come particolari utilizzazioni delle risorse idriche, che si affiancano ad utilizzazioni di altro tipo e ne limitano l'entità.

Ad esempio, l'opportunità di assegnare ad un serbatoio artificiale costruito per uso idroelettrico anche le funzioni di lago per pesca sportiva o per svaghi nautici e balneari imporrà di non svasarlo in estate al disotto di una certa

quota, determinando un vincolo all'esercizio idroelettrico, che potrà tradursi in una diminuzione del volume idrico derivato, cioè della risorsa utilizzabile.

Un'altro esempio: l'utilizzazione delle acque scorrenti nei parchi nazionali, che spesso costituiscono risorse naturali importanti per la quantità e per il contenuto energetico derivante dall'alta quota, può essere limitata o addirittura sconsigliata, perchè la creazione di invasi di regolazione all'interno delle zone protette potrebbe turbare l'ambiente naturale.

Un caso tipico in cui la necessità di conservare un ecosistema può limitare l'utilizzazione di acque di un fiume si presenta quando vi sia la possibilità tecnica di immetterle in un vicino lago naturale (ad esempio le acque dell'Adige nel lago di Garda, o quelle del Tevere nei laghi Sabatini): in casi come questi, ove si dimostrasse che le acque fluviali turberebbero l'equilibrio fisico, chimico e biologico del lago, la necessità di conservare l'ambiente scongiurerebbe l'attuazione del progetto e l'utilizzazione della risorsa naturale costituita dalle acque del fiume ne riuscirebbe limitata.

Per inciso, si noti che molto meno nociva all'ambiente lacustre è la regolazione artificiale degli strati superiori dei grandi laghi prealpini, che viene attuata con successo ai fini irrigui poiché altera soltanto il tempo di permanenza nel lago di acque che vi sarebbero transitate anche in regime naturale, senza introdurre acque esterne.

4.3 Classificazioni delle risorse idriche

4.3.1 Classificazione in base ai caratteri propri delle risorse

Una prima classificazione basata sui caratteri propri delle risorse è quella, già proposta, che distingue le risorse in statiche e dinamiche; come si è detto, essa ha poco interesse per il nostro Paese, nel quale praticamente tutte le risorse esistenti sono di tipo dinamico.

Una seconda ovvia classificazione divide le risorse in superficiali e sotterranee. A questo proposito, è da tener presente che, se la risorsa superficiale è stimabile senza troppe difficoltà, essendone facilmente individuabili sezione e portata idrica, non altrettanto facilmente stimabile è la risorsa sotterranea, giacché la sezione della falda è spesso molto grande e non sempre esattamente definibile, come d'altronde è di difficile valutazione la portata.

Si deve, inoltre considerare che la risorsa superficiale e la sotterranea possono essere tra loro interdipendenti in due sezioni diverse.

Per esempio, la risorsa superficiale in una certa sezione può essere dovuta in parte ai deflussi, sempre superficiali, che scorrono sul bacino tributario, ed in parte a risorgenze provenienti da acque di falda di bacini superiori; oppure può accadere l'opposto quando il corso d'acqua alimenta falde sotterranee lungo il suo cammino.

Le sorgenti, come si è detto, costituiscono i punti di affioramento di falde idriche sotterranee e possono perciò considerarsi sia risorse sotterranee, se si pone mente alla provenienza dell'acqua, sia risorse superficiali, se si tiene conto del fatto che, una volta sgorgate dalla polla, le acque sorgive scorrono sulla superficie del terreno, in alvei torrentizi o fluviali.

In quanto segue tratteremo le sorgenti come risorse superficiali.

4.3.2 Classificazione in base ai mezzi necessari per utilizzare una risorsa

Un'altra classificazione, che fa riferimento non ai caratteri propri delle risorse idriche, ma ai mezzi necessari per la loro utilizzazione, distingue fra risorse convenzionali e non convenzionali.

Il significato di questi termini è tolto dalla lingua inglese: si intendono, infatti, con il primo termine le risorse sfruttabili con mezzi già affermati per lungo e universale uso, e con il secondo termine quelle sfruttabili con mezzi e procedimenti di tipo nuovo, non ancora completamente sviluppati sotto il profilo tecnologico, e tuttora suscettibili di miglioramenti sostanziali.

E' evidente che, a differenza delle classificazioni basate sui caratteri propri, questa classificazione può subire mutamenti nel tempo, in quanto l'evoluzione della tecnologia può, a un certo stadio del suo sviluppo, trasferire un determinato tipo di risorsa del campo delle non convenzionali a quello delle convenzionali.

Un esempio significativo è offerto dalla ricarica artificiale delle falde sotterranee, procedimento che ai primi del secolo poteva considerarsi ancora non convenzionale, ma che oggi è entrato nella pratica corrente in molti Paesi (anche se in Italia ha avuto poche applicazioni), sicché va trattato ormai come convenzionale.

Allo stato attuale della tecnica, possono considerarsi risorse non convenzionali i volumi idrici resi disponibili per le utilizzazioni con uno dei seguenti mezzi:

- a) miglioramento di acque che per la natura loro, o per essere state inquinate dall'uomo, non sarebbero adatte a determinati usi; fra le acque naturalmente inadatte alla maggior parte degli usi antropici vi sono l'acqua di mare e le acque salmastre, che possono essere dissalate, e fra quelle rese inadatte da precedenti usi antropici vi sono le acque di scarico di agglomerati urbani e industriali, che possono essere rigenerate;
- b) aumento artificiale delle precipitazioni attraverso interventi intesi a modificare gli aspetti idrologici del clima, cioè attraverso interventi climatici;
- c) riduzione dell'evaporazione da specchi liquidi naturali e artificiali.

E' appena il caso di rilevare che le due classificazioni basate sui caratteri

delle risorse e la terza, che distingue le risorse in convenzionali e non convenzionali, sono del tutto indipendenti l'una dall'altra, sicché per individuare compiutamente una determinata risorsa occorre, a rigore, inquadrarla sotto tutti e tre i punti di vista.

Così, ad esempio, il volume idrico defluente in una sezione di un corso d'acqua costituisce una risorsa dinamica superficiale convenzionale se il corso non è inquinato o comunque se la sua utilizzazione può avvenire senza processi di rigenerazione, mentre sarebbe una risorsa dinamica superficiale non convenzionale nel caso che questi processi fossero necessari.

4.3.3 L'approvvigionamento con acqua sotterranea

Come si è visto nel paragrafo precedente le acque sotterranee rappresentano da sempre la principale risorsa di approvvigionamento idrico.

Esse possono essere captate per acquedotto quando vengono naturalmente a giorno (sorgenti) od estraendole dal sottosuolo mediante apposite: i pozzi e le trincee drenanti.

I pozzi sono fori eseguiti verticalmente nel terreno (e quindi con traccia che su un piano orizzontale può essere ricondotta ad un punto) che arrivano alla profondità della falda e permettono la captazione dell'acqua.

Questa, se in pressione, risale lungo il pozzo e, se la pressione è sufficiente, può venire anche a giorno senza il ricorso a pompe o ad altri strumenti di sollevamento.

Nel seguito fanno sempre riferimento a pozzi che penetrano in tutto lo spessore della falda da captare e le cui pareti sono finestrate in corrispondenza della falda stessa al fine di permettere il passaggio dell'acqua.

Esistono anche pozzi "non penetrati" di cui in questa sede non ci occuperemo.

Le trincee sono scavi nel terreno, sede di falda, nel senso orizzontale cioè gallerie (e quindi con traccia lineare sul detto piano). L'acqua penetra sulla trincea attraverso le pareti della galleria opportunamente finestrata e vi scorre dentro a canaletta. Esiste, poi, anche un terzo tipo di emungimenti diretto da falda: il pozzo a drenaggio orizzontale che è un po' l'unione del pozzo con un sistema di dreni orizzontali (questa opera ha sul piano orizzontale, per proiezione, una superficie di forma generica, ma più spesso, circolare od ellittica).

4.3.3.1 Cenni sull'idraulica delle opere di captazione delle acque sotterranee.

Nel presente paragrafo faremo riferimento solo ad acque sotterranee fluenti

in un muro poroso (a granulometria sufficientemente fine tale che l'acqua vi fluisca in condizioni di moto laminare) l'unico per il quale possa farsi una trattazione idraulica sufficientemente rigorosa e verosimile al modello fisico, cosa non possibile - come ben noto - per acque fluenti sul mezzo fratturato ed in quello carsico per i quali non è nota la geometria delle canalizzazioni attraversate dall'acqua.

Ciò premesso, l'equazione indefinita valida in tutto l'ammasso poroso omogeneizzato, per una falda bidimensionale è:

$$\frac{\partial}{\partial x} T_x \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} T_y \frac{\partial H}{\partial y} = Q^* - S \frac{\partial H}{\partial t} \quad (1)$$

dove si è indicato con:

| | |
|---------------|---|
| $T_y = K_i s$ | la trasmissività della falda nella direzione i |
| K_i | la permeabilità della falda nella direzione i; |
| s | lo spessore della falda; |
| S | il coefficiente di immagazzinamento definito come la quantità d'acqua estraibile da una porzione di falda, di base unitaria ed altezza s, in seguito alla variazione unitaria di pressione; |
| h | la posizione della superficie piezometrica rispetto ad una orizzontale di riferimento; |
| Q^* | la portata del pozzo o sorgente "matematica" segmentali verticale (con traccia puntiforme sul piano orizzontale) eventualmente presente. |

La (1) scritta in termini di coordinate cilindriche per un mezzo isotropo:

$$\frac{i}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(T_r \frac{\partial H}{\partial r} \right) + \frac{i}{r^2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left(T \frac{\partial H}{\partial \theta} \right) = - S \frac{\partial H}{\partial t} + Q^* \quad (2)$$

Sulla base delle precedenti espressioni indefinite é possibile studiare l'Idraulica dei pozzi, tuttavia per un approccio completo si rimanda al Cap. XI, in questa sede ci si limita alla classica teoria del Du Puit (che risale ben al 1863, cioè appena sette anni posteriore alla formulazione di Darcy circa la linearità del moto

delle acque filtranti nei mezzi porosi) che si fonda sulle seguenti ipotesi semplificative:

- 1) regime permanente;
- 2) l'acqua ed il mezzo poroso sono incomprimibili;
- 3) il moto è laminare;
- 4) il mezzo è isotropo ed omogeneo;
- 5) la componente verticale della velocità è trascurabile rispetto a quello orizzontale;
- 6) velocità costante lungo la verticale;
- 7) superficie si raccorda con il livello idrico nell'opera di captazione.

Delle 7 ipotesi del De Puit la 2), 3), 5) e 6) sono implicitamente contenute nella 1) e 2).

La 1) si impone immediatamente annullando la derivata temporale.

la 4), già in parte implicita nella 2), si impone tramite la:

$$\frac{\delta T}{\delta x} = \frac{\delta T}{\delta y} = 0$$

$$T_x = T_y$$

conseguenza immediata delle quali è che l'opera di captazione sia elemento di simmetria (radiale nel caso del pozzo, o speculare, nel caso di trincea).

4.3.3.1.1 Idraulica dei pozzi (tradizionali ed isolati)

Applichiamo ora la (2) ad un pozzo, avremo, per la suddetta simmetria, che essa si riduce alla:

$$\frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left(T_r \frac{\delta H}{\delta r} \right) = Q^* \quad (4)$$

dove si è anche tenuto conto che, nella nostra ipotesi, H dipende solo dalla distanza r dal centro del pozzo.

Se ora indichiamo con Q la portata erogata dal pozzo di raggio generico r, ovviamente varrà la

$$Q = \pi r^2 Q^* \quad (5)$$

da cui:

$$\frac{dQ}{dr} = 2\pi r Q^* \quad (6)$$

e sostituendo nella (4) avremo:

$$\frac{d}{dr} \left(Tr \frac{dH}{dr} \right) = \frac{d}{dr} \frac{Q}{2\pi} \quad (7)$$

che equivale a:

$$2\pi Tr \frac{dH}{dr} = Q + C_1 \quad (8)$$

con C_1 costante da valutarsi in base alle condizioni al contorno.

Separando le variabili si perviene alla:

$$\frac{2\pi T}{Q} dH = \frac{dr}{r} + C_1 dr$$

Distinguiamo ora due casi:

- a) falde artesiane, cioè quelle per le quali la potenza (lo spessore) s della falda è indipendente dalle vicende della sua piezometria. In questo caso sotto le seguenti condizioni al contorno (derivanti dalla 7^a ipotesi del Du Puit).

$$r = r_p \Rightarrow H = h_g$$

$$r = R \Rightarrow H = h_i$$

dove:

r_p = raggio del pozzo

h_f = altezza dell'acqua del pozzo in (condizioni di rispetto della prima ipotesi di Du Puit)

R_2 = raggio d'azione, cioè distanza dalla quale non è più sensibile l'effetto dell'emungimento (altezza iniziale) supposta pari all'altezza piezometrica indisturbata relativa ad una distanza dal pozzo almeno pari ad R_a o superiore.

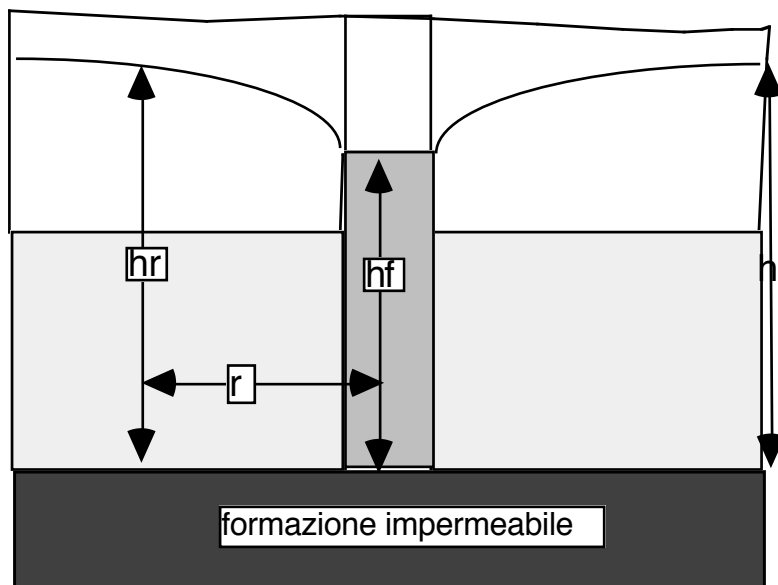
Si ottiene dalla integrazione della (9) la:

$$\frac{2\pi T}{Q} [h_i - h_g] = \log_n \frac{R_a}{r} \quad (11)$$

Si dimostra facilmente che $C_1 = 0$.

Segue che la portata Q è data dalla

$$Q = 2\pi T \frac{h_i - h_f}{\ln \frac{R_a}{r_p}} = 2\pi K s \frac{h_i - h_f}{\ln \frac{R_a}{r_p}} \quad (12)$$



- b) nel caso di falda freatica, la potenza della falda dipende dalla sua piezometria, in particolare per distanze dal pozzo inferiori al raggio d'azione, detto spessore dipende dall'emargimento.

Pertanto nella (9) $T = Ks$ non sarà più una costante (con H) in quanto non sarà più tale s che invece varierà con H verificandosi in generale la:

$$s = s_0 + H \quad (13)$$

con s_0 eventuale differenza di quota tra la base della falda ed il piano di riferimento .

Pertanto integrando la (9) e riordinando la formula si perverrà alla:

$$Q = \pi K \frac{h_i^2 - h_g^2}{\ln \frac{R_a}{r_p}} \quad (14)$$

La permeabilità K è, come è noto, una grandezza estremamente variabile, in funzione della granulometria e delle tessiture del mezzo poroso.

A titolo puramente indicativo, si danno, nella tabella che segue alcuni valori della permeabilità espressi in m/sec, relativi ad alcuni frequenti tipi litologici

| TIPOLOGIA DEL MEZZO POROSO | permeabilità [m/s] | permeabilità notaz. scient. [m/s] |
|-------------------------------|-----------------------|---|
| sabbia finissima | $K = 0.00001$ | $1e-5$ |
| sabbia fine | $K = 0.00005$ | $5e-5$ |
| sabbia media | $K = 0.0005$ | $5e-4$ |
| sabbia grossa | $K = 0.001$ | $1e-3$ |
| ghiaietta | $K = 0.005 \div 0.01$ | $5e-3 \div 1e-2$ |

Il raggio d'azione è una grandezza variabile da qualche decina di metri a qualche centinaio in funzione dei vari fattori quali la permeabilità, l'entità del pompaggio ecc....

Fortunatamente le incertezze derivanti dalla difficoltà di stabilire a priori il raggio d'azione sono parzialmente superate dal fatto che detta grandezza

compare nelle (12) e (14) sotto logaritmo, anzi si può porre, senza commettere grandi errori:

$$\frac{\pi}{\log_n \frac{R_a}{r_p}} = 0.5$$

Infatti per:

$$\frac{R_a}{r_p} = 100 \Rightarrow \frac{\pi}{\log_n \frac{R_a}{r_p}} = 0.682$$

e per

$$\frac{R_a}{r_p} = 2000 \Rightarrow \frac{\pi}{\log_n \frac{R_a}{r_p}} = 0.4$$

Segue, da quanto sopra, che non solo il raggio d'azione è poco influente, ma anche il raggio del pozzo sarà poco influente sulla sua portata e da ciò la convenienza ad aumentare il numero dei pozzi anzichè il loro diametro per estrarre maggior quantità d'acqua.

Le ipotesi del Du Puit poco rispondono all'effettivo funzionamento di un pozzo in particolare la prima, che implica la costanza non solo della portata emunta ma anche del raggio d'azione, e la settima.

Tuttavia i risultati ottenuti secondo il Du Puit non si discostano molto dalla realtà, inoltre detta trattazione è molto semplice. Per tali motivi essa mantiene ancora la sua validità, sia pure entro i precisi limiti del moto permanente (almeno nel senso della portata costante).

Con le stesse ipotesi possono essere studiati anche gruppi di pozzi.

4.3.3.1.2 Idraulica dei pozzi con drenaggio orizzontale

E' un'idraulica piuttosto complessa e non del tutto definita e poichè questo tipo di pozzo, che ha riscontrato grandi favori in Francia, non è ancora da noi molto diffuso ci limitiamo a dare solo la seguente formula, per pozzi artesiani:

$$Q = 2 \pi K s \frac{h_i - h_p}{\ln\left(\frac{R_a}{c/n\sqrt{4}}\right) + f(n) \frac{S}{C} \ln\left(\frac{S}{2\pi r_d} \frac{1}{\sin\frac{\pi a}{s}}\right)} \quad (15)$$

con:

- c lunghezza dei dreni
- r_d raggio del dreno orizzontale
- n numero dei dreni orizzontali
- a altezza dei dreni dal fondo impermeabile

ed

$$f(n) = \frac{1}{2n(1 - \sqrt[n]{2})}$$

e con ovvio significato degli altri simboli.

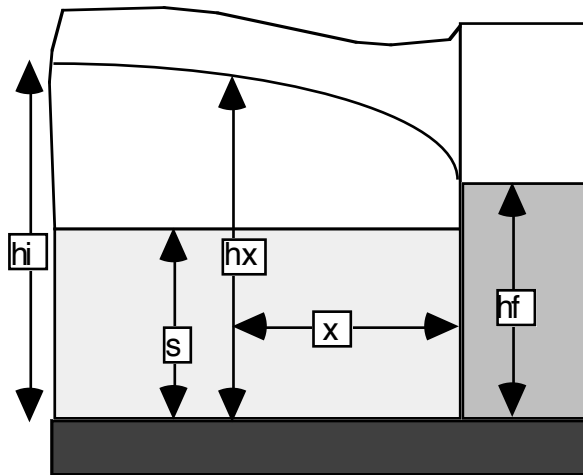
La (15) "mutatis mutandis" vale anche per la falda freatica.

4.3.3.2 Idraulica delle trincee

L'idraulica delle trincee è analoga a quella dei pozzi.

Non ci soffermeremo solo allo studio nelle ipotesi del Du Puit e ciò in quanto queste opere di captazione hanno oggi scarso interesse.

Assumendo l'asse delle ascisse come nella figura seguente la (1) si riduce alla:



$$\frac{d}{dx} T \frac{dH}{dx} = Q^* \quad (16)$$

e

$$Q^* = \frac{dq}{dy}$$

ma $dx = dy$ segue

$$Q^* = \frac{dq}{dx}$$

quindi

$$T = \frac{dH}{dx} = q \quad (17)$$

che integrata da:

a) nel caso di falda artesianiana:

$$q = T \frac{h_i - h_t}{R_a} \quad (18)$$

b) nel caso di falda freatica:

$$q = \frac{K}{2R_a} (h_i^2 - h_t^2) \quad (19)$$

4.3.3.3 Idraulica delle sorgenti

Prima di affrontare, sia pur per sommi capi, l' Idraulica delle sorgenti è necessario dare qualche cenno, in generale su di esso.

Salvo casi particolari, sono il ritorno in superficie, naturale, delle acque defluenti nelle falde sotterranee.

Come già accennato le acque sotterranee subiscono una variazione qualitativa dovuta al contatto con le rocce che attraversano, di natura chimica e fisica (temperatura). Sotto tale punto di vista si suddividono le sorgenti in:

- normali;
- termali;
- minerali;

a seconda che abbiano temperatura e chimismo normali o con temperatura elevata e con particolare presenza di sali minerali.

Noi ci occuperemo solo di sorgenti normali.

La causa delle manifestazioni sorgentizie è sempre idrogeologica, in base a tale causa si suole eseguire una delle più importanti classificazioni delle sorgenti che da questo punto di vista risultano divise in cinque gruppi:

- a. sorgenti di emergenza;
- b. di trabocco e di sbarramento;

- c. di contatto o di strato;
- d. di deflusso semplice o di impregnazione;
- e. carsiche

Un'altra classificazione interessante è quella del Civita,

L'idrodinamica dell'acqua che alimenta la sorgente sarà ancora governata nelle stesse ipotesi di falda bidimensionale ecc... dalla (1), la cui integrazione fornisce, nel caso particolare di sorgente, cioè fissati i valori di x e di y (che sono in questo caso la frontiera del dominio), la legge:

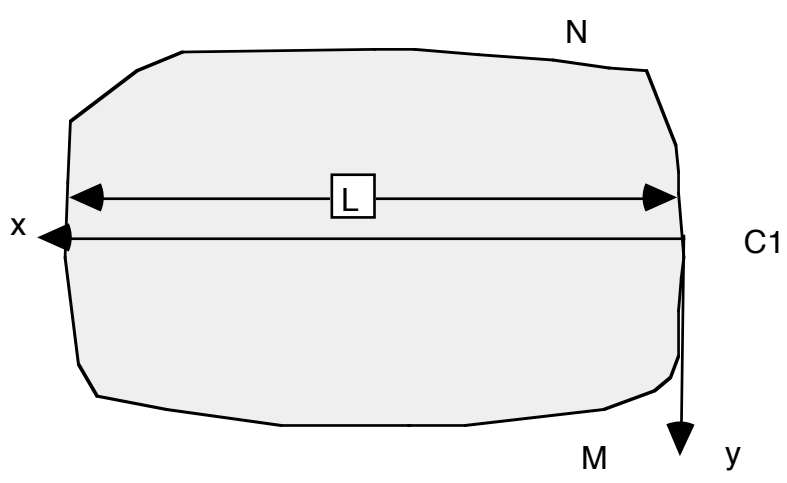
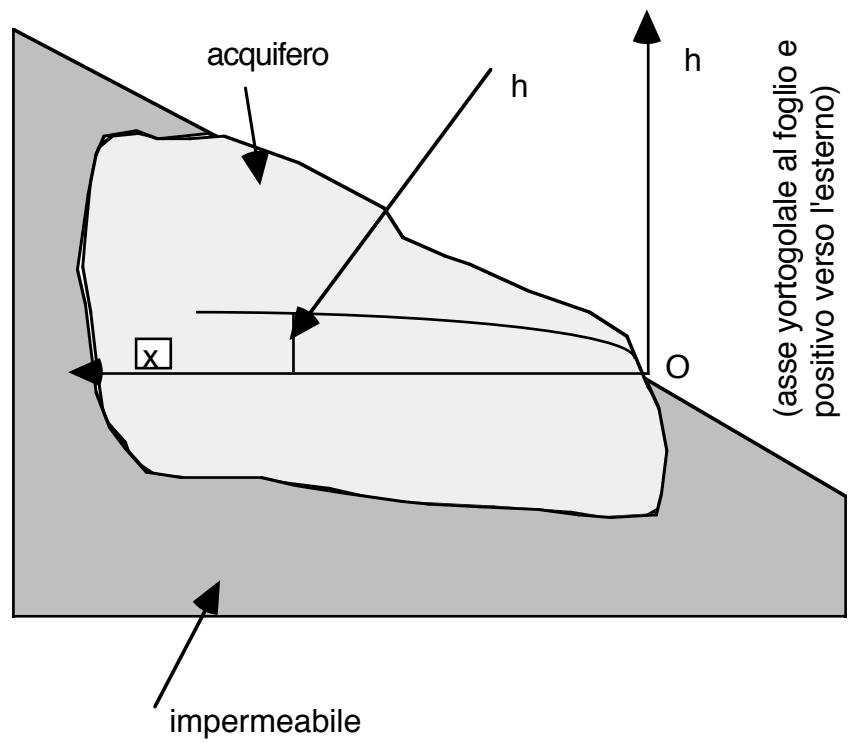
$$H = H(t)$$

che è la legge temporale della sorgente.

Il regime delle sorgenti è diverso a seconda del tipo, dell'estensione del bacino di alimentazione, della potenza dell'acquifero ecc....

Si pensi che si passa dalle sorgenti intermittenti od intercalari (ovviamente di scarso interesse ai fini utilizzativi in quanto non assicurano alcuna continuità di erogazione) a quelle quasi costanti per portata e caratteristiche chimico-fisiche.

Evidentemente sono queste ultime le più interessanti per l'utilizzazione. Circa il loro regime l'interesse è volto soprattutto alle portate minimo in quanto ci danno i minimi di utilizzazione della sorgente e della loro durata.



Queste considerazioni spiegano l'interesse rivolte alle "curve di esaurimento" che si possono ottenere elaborando le precedenti equazioni. Evidentemente le portate minime si verificano a seguito di un periodo di non alimentazione dell'acquifero.

Per utilizzare la (1) schematizziamo l'acquifero come nelle figure precedenti

Sia MNC la curva di intersezione del piano orizzontale (x,y) passante per il punto di sbocco O con la superficie impermeabile che delimita l'ammasso permeabile contenente la riserva d'acqua costituita dall'acqua precedentemente infiltratasi nel terreno.

La superficie impermeabile viene supposta cilindrica a generatrici verticali secondo la traccia MCN.

Una parte C_1 del contorno si suppone orizzontale; davanti a C_1 si suppone tolta l'eventuale coltre di materiale detritico permeabile e pertanto sia C_1 la soglia della sorgente.

Se ora ipotizziamo che:

$$\frac{\partial h}{\partial y} = 0$$

cioè che la falda freatica abbia la configurazione di un cilindro con generatrici orizzontali normali al piano xz, segue:

$$\frac{\partial h}{\partial y} = \frac{K}{S} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (20)$$

il cui integrale è dato dalla:

$$h = C \operatorname{sen} \left[\sqrt{\frac{\alpha S}{K}} x + C_1 \right] e^{-\alpha t} \quad (21)$$

infatti derivando la precedente prima rispetto a t e, poi due volte rispetto ad x, si otterrà:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = C \alpha \operatorname{sen} \left(\sqrt{\frac{\alpha S}{K}} x + C_1 \right) e^{-\alpha t} \quad (22)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = C \sqrt{\frac{\alpha S}{K}} \cos \left(\sqrt{\frac{\alpha S}{K}} x + C_1 \right) e^{-\alpha t} \quad (23)$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = -C \frac{\alpha S}{K} \operatorname{sen} \left(\sqrt{\frac{\alpha S}{K}} x + C_1 \right) e^{-\alpha t} \quad (24)$$

Dal confronto tra la (22) e la (24) segue la (20), pertanto la (21) risulta verificata.

Ricordando ora che, per la legge Darcy (che si ammette valida nel nostro caso), la portata liquida attraverso un ammasso filtrante è dato dalla

$$A = K A J$$

con ovvio significato dei simboli

Notiamo ora che $J = \frac{\partial h}{\partial x}$ (il segno meno è omissso dato il verso prescelto per l'asse delle x) è dato dalla (23), in particolare, interessando a noi applicare la legge di Darcy in prossimità di C' cioè dove $x = 0$, avremo anche

$$A = H$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = C \sqrt{\frac{\alpha S}{K}} \cos C_1 e^{-\alpha t} \quad (25)$$

tenuto ora conto che i primi tre fattori del secondo membro sono costanti si può seguire la seguente posizione:

$$C_2 = C \sqrt{\frac{\alpha S}{K}} \cos C_1 \quad (26)$$

si perviene pertanto, sostituendo, alla:

$$Q = K H C_2 e^{-\alpha t} \quad (27)$$

e, tenendo nuovamente conto, che i primi tre fattori della precedente sono costanti, e quindi eseguendo la posizione

$$Q_0 = K H C_2 \quad (28)$$

si perviene alla:

$$Q = Q_0 e^{-\alpha t} \quad (29)$$

Si ritrova cioè la caratteristica curva di esaurimento.

Il termine $e^{-\alpha t}$, come è facile verificare, ha le dimensioni di un numero puro, mentre α ha le dimensioni di s^{-1} e si chiama coefficiente di esaurimento.

La validità della (29) è più generale di quella che appare dallo schema per la quale è stata dedotta.

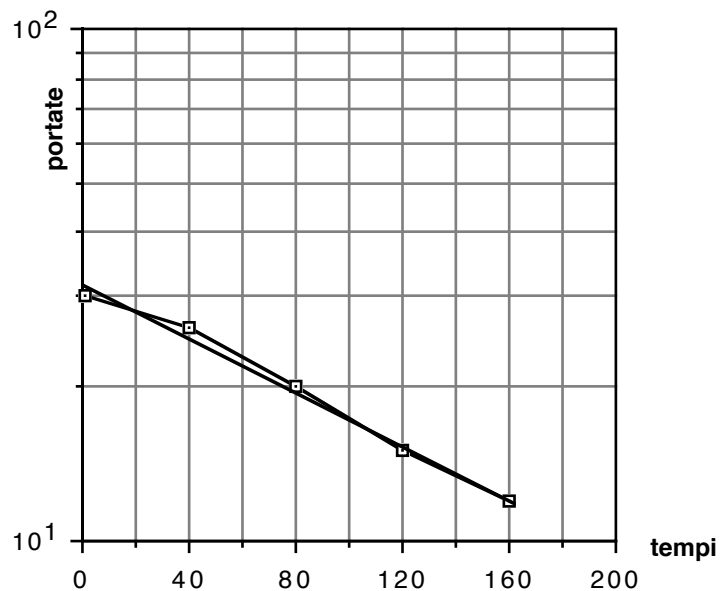
La (29) viene utilizzata per lo studio delle magre o meglio per la previsione delle portate minime delle sorgenti, tramite la misura sistematica, per esempio, mensile, delle portate erogate dalle manifestazioni sorgentizie (ovviamente nel periodo di non influenza delle piogge).

La (29) può anche essere scritta nella forma:

$$\ln Q = \ln Q_0 - \alpha t \quad (30)$$

che è l'equazione di una retta in scala semilogaritmica

Si suole porre il tempo t [giorni] in ascissa su scala normale e le portate Q in ordinata su scala logaritmica, su un tale grafico i punti, corrispondenti alle osservazioni eseguite, si disporranno pressochè allineati.



L'ordinata all'origine ed il coefficiente angolare della retta di compensazione forniranno rispettivamente i valori di Q_0 ed α .

Si badi che il grafico e le letture devono essere eseguite con i logaritmi naturali.

4.3.4 L'esecuzione dei pozzi e delle trincee e delle opere di captazione delle sorgenti

Vedremo qui brevemente le modalità costruttive dei pozzi, delle trincee e delle opere di captazione delle sorgenti rimandando chi voglia approfondire l'argomento a testi specifici, alcuni dei quali verranno citati nel corso della panoramica qui riportata.

4.3.4.1 I pozzi

Possono essere perforati a mano (pozzi scavati, pozzi Norton, pozzi trivellati a mano) o con tecniche moderne quali la percussione, la rotazione e la perforazione mista (rotazione + percussione).

Molto usato nel caso di pozzi per emungimento di acqua è il sistema percussione in quanto adatto per terreni alluvionali ma che può venir adoperato con ottimi risultati anche su rocce lapidee (anche se in questo caso la velocità di avanzamento risulta notevolmente più bassa).

Eseguita la perforazione sino alla profondità desiderata hanno inizio le operazioni di finitura del pozzo consistenti:

- a) sviluppo del pozzo
- b) sistemazione del pozzo nella zona dell'acquifero da sfruttare (filtri) e sistemazione del pozzo nella zona non acquifera o/e nella zona acquifere da non sfruttare;
- c) sistemazioni in superficie;
- d) attrezzature per il prelievo dell'acqua;
- e) collegamenti idraulici ed elettrici (eventuali).

4.3.4.1.1 Sviluppo del pozzo

Si intende con questo termine il miglioramento "locale" della permeabilità, cioè in prossimità del prelievo. A seconda del tipo di terreno acquifero si dovrà scegliere il tipo di sviluppo.

Se il pozzo è in terreni permeabili "in grande" cioè per fratturazione di

usano delle piccole cariche esplosive con lo scopo, appunto di aumentare il grado di fratturazione, in alcuni casi, soprattutto la presenza di fenomeni carsici, sono consigliabili sistemi chimici quali l'immissione di acidi (cloridrico) che hanno lo scopo di corrodere le pareti porose e quindi facilitare il passaggio dell'acqua.

Più difficile è già l'operazione di sviluppo nei terreni permeabili per porosità, in questi casi si tende a creare un'ammasso filtrante artificiale tra parete del pozzo e mezzo permeabile naturale con più alta permeabilità. Lo scopo lo si ottiene tramite pompaggio di acqua e contemporanea estrazione di acqua e sabbia nel tubo di lavoro di immissione di ghiaia nell'intercapedine tra tubo di lavoro e di manovra o del rivestimento definitivo del pozzo

Queste operazioni vengono eseguite comunque con la parte filtrante non protetta dal tubo di manovra. Analogo scopo si tende ad ottenere, più spesso, tramite il compressuraggio del pozzo. Quest'ultima operazione, ottenuta con l'ausilio di un compressore, è più economica.

4.3.4.1.2. I filtri

La parete del pozzo a contatto con l'ammasso filtrante deve, ovviamente essere aperta cioè permettere il passaggio dell'acqua tramite un adeguato numero di fessure o di fori.

Questa parte terminale del pozzo è detta filtro. Può essere messa in sito prima o dopo le operazioni di sviluppo nel pozzo a seconda del metodo adottato per lo sviluppo. Il fondo del filtro viene di norma chiuso con un tappo.

Non esiste un unico tipo di filtro cioè un sistema di apertura valido per tutti gli ammassi filtranti. Caso per caso è da studiare il tipo di filtro più idoneo.

Al di fuori della falda acquifera il pozzo va rivestito con una colonna ascensionale che in genere è metallica.

Avvenuta la posa in opera della tubazione definitiva (o colonna ascensionale) viene tolta la tubazione di manovra e l'intercapedine tra terreno e tubazione definitiva viene chiusa con getto di cemento.

4.3.4.1.3. Sistemazione in superficie

La parete superficiale di un pozzo, soprattutto se è da utilizzarsi a scopo idropotabile va chiusa ermeticamente con una flangia ceca (se la tubazione di rivestimento è metallica alla parte superiore del rivestimento). Per la flangia passeranno tubazioni di prelievo dell'acqua e gli eventuali cavi di collegamento elettrico (o eventualmente l'albero per il collegamento meccanico motore-pompa) della pompa e gli idrometografi.

Spesso nelle vicinanze di un pozzo va anche costruita una cabina per il collocamento di alcune attrezzature necessarie per i collegamenti idraulici ed elettrici.

4.3.4.1.4. Attrezzature per il prelievo dell'acqua

Salvo il caso che la risalita dell'acqua nel pozzo (se artesiano) sia tale da superare il livello del piano di campagna, negli altri casi è necessario munire il pozzo dell'attrezzatura necessaria per il prelievo dell'acqua. E' necessario far notare ancora che anche nel caso di acqua risalente al di sopra del piano di campagna sarà opportuno provvedere all'inserimento di pompe e simili (eventualmente con opportuni accorgimenti) al fine di meglio utilizzare il pozzo, creando una opportuna depressione.

Prima della realizzazione e messa in commercio delle moderne pompe sommergibili il prelievo dell'acqua veniva fatto nei seguenti modi:

- tramite una tubazione collegata con una pompa da vuoto che veniva posata in superficie od in un avampozzo (ovviamente di diametro maggiore del pozzo vero e proprio) in modo tale che il dislivello tra acqua in condizioni di emungimento e pompa da vuoto non superasse i 5 o 6 metri;
- tramite una pompa centrifuga con giranti ad asse verticale azionate da un albero motore posto in superficie od in un avampozzo. La limitazione, in questo caso è posta dal movimento torcente sull'albero.

Entrambi i sistemi erano, peraltro utilizzabili solo in casi in cui livello

piezometrico dell'acqua, in condizione di estrazione, non fosse molto al di sotto del piano di campagna. Oggi si utilizzano le cosiddette pompe sommerse (meglio sommergibili) in effetti il termine è improprio in quanto bisognerebbe parlare di pompe con motore elettrico sommergibile in quanto questo è a tenuta stagna.

La pompa col proprio motore è inserita all'estremità della tubazione che ha il compito di prelevare l'acqua dal pozzo.

Il motore è collocato nella parte inferiore e la pompa, contenenti più giranti è collegata tramite la flangia al resto della tubazione che quindi tiene sospeso il gruppo "pompa sommersa". La tubazione è di norma di acciaio, questo materiale presenta, però, il grave inconveniente di essere molto corrodibile più attaccabile dalle correnti vaganti per cui le tubazioni necessitano di saltuarie ispezioni che per essere effettuate richiedono l'estrazione della tubazione, sono pertanto molto onerose. Recentemente sono state proposte, al posto delle tubazioni in acciaio, tubi in polipropilene o in polietilene ad alta densità.

Per scongiurare il pericolo di rottura della tubazione in acciaio e quindi caduta della "pompa sommersa" che potrebbe anche significare la perdita della stessa è opportuno assicurare la pompa con un cavo d'acciaio fissato alla flangia di chiusura del pozzo.

4.3.4.1.4. Collegamenti idraulici ed elettrici (eventuali)

Le tubazioni fuoriuscenti dal pozzo prima di essere collegate con una rete idrica che dovrà convogliare l'acqua verso l'utente deve essere corredata di:

1. una valvola di non ritorno;
2. una saracinesca di intecclusione;
3. uno scarico (cioè una T di cui uno dei tre bracci è collegato con una saracinesca; il T va posto a valle della valvola di non ritorno.

Sono ancora utili, anche se non indispensabili:

4. un misuratore di portata (o vouturimetro registratore-totalizzatore, o un contatore Woltmann totalizzatore o contatori minori a

seconda del diametro della tubazione)

5. un manometro, possibilmente registratore;
6. un indicatore di livello del pozzo;
7. uno sfiato (se richiesto dalla posizione altimetrica del tubo).

Parallelamente esistono i collegamenti elettrici tra pompa (o meglio motore della pompa) e rete di alimentazione. Di norma il motore della pompa è alimentata con corrente trifase a 380 Volt. La prevalenza delle pompe deve essere stabilita in base al percorso della tubazione a valle dei pozzi.

4.3.4.2. Le trincee

E' un tipo di captazione che nel passato è stato molto usato soprattutto quando le falde si trovano a quota superiore a quella del centro alimentare ora, per le cause che tra breve vedremo sono state sostituite quasi sempre dai pozzi.

Le trincee sono opere che si eseguono a cielo aperto e le gallerie drenanti sono sotterranee ma comunque entrambe estremamente costose. Le gallerie presentano tutti rischi cui si va incontro nell'esecuzione di queste opere. E' praticamente impossibile ogni lavoro di manutenzione delle trincee drenanti, infatti per rimuovere una eventuale occlusione verificatasi in un dreno è necessario localizzare esattamente il punto di occlusione, cosa estremamente difficile, e quindi riaprire la trincea.

In caso di abbassamento della falda si corre il rischio che tutta l'opera, che come già detto è estremamente costosa, debba essere abbandonata in quanto inutilizzabile.

4.3.4 L'approvvigionamento con acqua superficiale

Per acque superficiali qui intendiamo le acque dei laghi (naturali od artificiali) e di corsi d'acqua (naturali od artificiali).

L'approvvigionamento da corsi d'acqua può avvenire o tramite una semplice derivazione o tramite la realizzazione di un vaso artificiale. Nel primo caso si ottiene il prelievo di una quantità costante lasciando defluire verso valle la quantità d'acqua eccedente e, nel caso che la portata del fiume o del torrente è inferiore a quella da derivare, non si avrà la possibilità di integrarla ed al più potrà essere prelevata tutta la portata fluente

Nel secondo caso si realizzerà un vaso artificiale e sarà possibile gestire il prelievo d'acqua tramite variazione della quantità d'acqua invasata.

Una derivazione semplice si realizza provocando, per mezzo di una traversa, un rigurgito che fissa il livello nel corso d'acqua

Subito a monte della traversa vi sarà l'opera di derivazione vera e propria presa che in generale sarà costituito da:

- una soglia,
- una griglia,
- un canale moderatore e dissabbiatore,
- una soglia di sfioro delle acque eccedenti.

Quindi seguirà il canale (o la condotta di adduzione), per la descrizione particolareggiata delle opere relative a questo tipo di prese si rimanda altrove

La realizzazione di un vaso artificiale si attua mediante la costruzione di una diga. L'opera di derivazione è in genere costituita da una galleria che può però anche essere realizzata nel corpo stesso della diga.

Anche per lo studio di tale tipo di opera si rimanda altrove

L'approvvigionamento da laghi naturali si realizza o tramite la costruzione di gallerie che prelevano dal basso le acque del lago o tramite stazioni di pompaggio che emungono l'acqua del lago prelevandola, tramite tubazioni, in

profondità.

Comunque nel caso di utilizzo di acque superficiali è necessario il ricorso al trattamento delle acque stesse al fine di assicurare le caratteristiche di potabilità.

4.3.5 L'approvvigionamento con acqua marina

Recentemente la sempre maggiore richiesta d'acqua ha fatto rivolgere l'attenzione alla maggiore massa d'acqua presente nella Terra: quella del mare.

Ma, come noto, quest'acqua non ha caratteristiche potabili in quanto molto ricca di sali, essenzialmente di cloruri, per cui necessita di un apposito trattamento detto di dissalazione.

Di questo tratteremo nel paragrafo dedicato in generale al miglioramento delle caratteristiche chimico-fisiche delle acque. Le acque marine possono venire captate o per mezzo di pompe idrovore o per mezzo di canali di derivazione che comunque dovranno terminare in apposite stazioni di sollevamento a meno che il centro (od i centri da servire) non siano a livello inferiore a quello marino.

Prima di passare agli altri tipi di risorse è il caso di ricordare che in genere l'utilizzo di acqua marina è fortemente antieconomico a causa della enorme quantità di energia richiesta per la dissalazione, a meno che:

- a) non esista nelle vicinanze una centrale termo elettrica od elettro-nucleare ed in tal caso, senza togliere energia alla produzione della centrale, la dissalazione potrà avvenire a spese del ciclo di raffreddamento della centrale stessa;
- b) la dissalazione non avvenga mediante l'utilizzo di energia solare (questo caso è più limitato, in genere, ad una modesta produzione di acqua potabile, a causa della scarsa concentrazione dell'energia solare).

4.3.6 Gi altri approvvigionamenti

In questo paragrafo si sono riuniti alcuni particolari tipi di captazione che sono da riguardarsi come eccezionali.

4.3.6.1 Captazione dell'umidità dell'atmosfera

Tale sistema di approvvigionamento si utilizza dove non esiste altra possibilità.

La quantità d'acqua approvvigionabile dall'umidità atmosferica è comunque molto modesta.

La captazione dell'umidità atmosferica avviene mediante pozzi aerei, detti anche pozzi a rugiada o pozzi Knapen dal nome del loro ideatore.

Questi pozzi sono cupole con pareti in pietrame (calcereo) spesse 2 o 3 metri che racchiudono internamente una cisterna. Le pareti della cupola sono attraversate da numerosi canalicoli che dall'esterno verso l'interno hanno inclinazione dall'alto al basso. L'aria che attraversa i canalicoli della cupola si raffredda a contatto con la muratura e l'umidità in essa contenuta si condensa e le gocce d'acqua si raccolgono nella cisterna dove vengono prelevate. Tale sistema di approvvigionamento è idoneo nei deserti.

4.3.6.2 Captazione di acque meteoriche

Anche il ricorso all'utilizzo di acqua piovana è da considerarsi un approvvigionamento eccezionale. Peraltro questa acqua non ha requisiti potabili in quanto è fortemente aggressiva per la presenza di anidride carbonica.

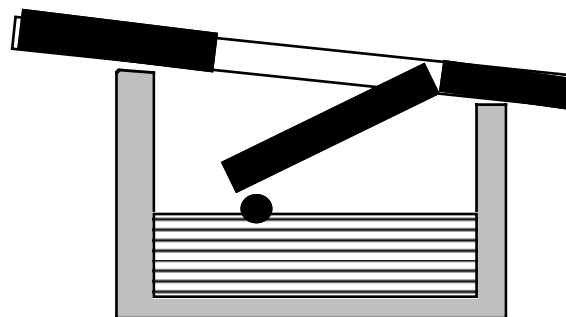
Le acque meteoriche che meglio si prestano alla raccolta sono quelle che

precipitano sui tetti (i più idonei quelli in ardesia od in cotto, mentre sono da escludersi quelli in piombo od in materiale organico o degradabile).

Le acque vengono poi convogliate tramite tubazioni pluviali in cisterne.

E' necessario che detti tetti siano piuttosto alti e comunque tali che su di essi non possano esservi gettati rifiuti o che vi possano cadere foglie o depositarsi sostanze organiche. E' pertanto opportuno che non siano accessibili a persone od animali.

La prima acqua meteorica non dovrà comunque essere inviata in cisterna in quanto conterrà puliture dovute all'effetto di lavaggio che la pioggia esercita sulla copertura.



canaletta di raccolta
acque di prima pioggia

Bisogna pertanto disporre di dispositivi automatici che espletino la funzione di separazione tra le acque di lavaggio e le acque da raccogliere. La figura che precede illustra un tale dispositivo. La superficie dei tetti di raccolta dovrà essere proporzionale alla portata (o meglio al quantitativo d'acqua necessaria) e si valuta mediante la formula:

$$S = \frac{Q}{\psi H} \quad (31)$$

dove:

- Q indica il quantitativo d'acqua necessario, espresso in [mc/s];
- H è la precipitazione meteorica del periodo di raccolta delle acque

[mm];

ψ é un coefficiente di afflusso alla cisterna (pari a 0,6÷0,8) che tiene conto dell'acqua di lavaggio, dell'evaporazione e delle altre perdite.

Le cisterne devono essere installate lontano da qualsiasi fonte di inquinamento (fogne, pozzi neri, depositi di letame, ecc.), devono essere interrato, il che, come si vedrà per i serbatoi, favorisce la costanza della temperatura dell'acqua.

Devono essere buie per non permettere la formazione di alghe. E' invece necessaria l'aerazione che tuttavia deve essere tale da impedire l'accesso ad animali ed anche d'acqua. Il fondo deve essere conformato per favorire la sedimentazione ed il prelievo dell'acqua, che deve avvenire mediante pompe o comunque in modo da non contaminare l'acqua. E' importante che periodicamente le cisterne vengano svuotate e ripulite. Esistono anche cisterne particolari, dette "veneziane", dove l'acqua precipita in un bacino chiuso, appositamente scavato nel terreno e subisce prima della raccolta nelle cisterne vere e proprie, una sorta di filtrazione.

4.4 La qualità delle acque potabili e cenni sul trattamento

4.4.1 La qualità

Una relativamente recente disposizione legislativa (236 del 24/5/1988) "Attuazione della direttiva CEE concernente la qualità delle acque destinate al consumo umano, ai sensi dell' art. 15 della legge 16/4/1987 n. 183" fissa i parametri cui devono rispondere le acque approvvigionate per uso potabile.

Qui nel seguito faremo riferimento alla detta legge, tuttavia è da precisare che sovente negli ultimi anni si è venuto ad allargarsi il panorama delle acque considerate potabili, trami, in generale un innalzamento dei limiti di potabilità (minor severità nella scelta delle acque) per far fronte alle sempre maggiori richieste idriche ed alla difficoltà di reperire acque entro alcuni parametri molto stretti.

4.4.2 Caratteri qualitativi

I caratteri delle acque potabili li possiamo suddividere in sei gruppi:

- a) caratteri organolettici;
- b) caratteri chimico-fisici;
- c) sostanze indesiderabili;
- d) sostanze tossiche;
- e) caratteri microbiologici;
- f) concentrazioni minime richieste per acque destinate al consumo umano che sono state sottoposte a trattamento di addolcimento o dissalazione.;

Un'acqua potabile deve avere i seguenti caratteri organolettici:

- 1) essere incolore ;
- 2) essere inodore ;
- 3) essere insapore ;
- 3) essere non torbida.

Questi caratteri sono imposti non tanto per questioni chimiche e/o batteriologiche quanto da una normale repulsione dell'uomo verso acque che non posseggano tali caratteristiche. Tuttavia oggi è facile che vengano adoperate anche acque con qualche colorazione ed odore. Spesso poi l'odore e la colorazione sono alterati da interventi antropici di disinfezione preventiva (o non) come si vedrà nel paragrafo successivo.

I caratteri chimico-fisici sono diversissimi (soprattutto quelli chimici). Esaminiamo i più importanti:

- 4) Temperatura
- Le acque di approvvigionamento (sotterranee) devono avere una temperatura relativamente costante indice di una buona filtrazione (cioè di lunga permanenza nel terreno) e di non facile contatto con l'esterno.

La norma da un valore guida di 12 °C

Deve comunque essere inferiore ai 25°C. Anche le opere di trasporto ed eventuali serbatoi devono essere costruiti in modo da non far variare la temperatura.

- 5) Limpidezza
- E' dovuta a sospensioni di materiale solido o colloidale nell'acqua e può a volte essere indice di inquinamento. Esiste oltre a quello di cui sopra una limpidezza temporanea dovuta a bolle gassose nel caso di acque in pressione. Un'acqua potabile deve essere limpida (non torbida).

La norma da un valore guida di 1 mg/l di SiO₂

ed una concentrazione massima, sempre in termini di SiO_2 di 10 mg/l

- 6) Conducibilità elettrica E' dovuta al contenuto salino (cioè ai caratteri chimici) dell'acqua. Non è molto importante il suo valore quanto la sua costanza, comunque il valore guida é di $400 \mu\text{sc}^{-1}$ a 20°C
- 7) pH Misura, come è ovvio, la reazione acida o basica delle acque. In generale le acque potabili dovrebbero essere leggermente acide per la presenza di CO_2 tuttavia non è raro il caso di acque neutre od alcaline. Il valore guida é compreso tra 6.5 e 8.5 ma si possono ammettere anche acque con pH da 6 a 9.5
- 8) Residuo fisso (o residuo solido) ad xyz° , dove xyz è la temperatura in gradi centigradi maggiore di 100° (si usano in generale temperature di 110° e 180°), è il peso della sostanza solida contenuta in un litro di acqua filtrata (per separare le sostanze colloidali e argillose) che rimangono dopo che l'acqua sia stata fatta evaporare e quanto vi rimane sia stato portato alla temperatura di xyz° per quattro ore. Per un residuo fisso a 180° il limite di potabilità è da 100 a 1500 mg/litro.
- 9) Durezza totale E' una caratteristica dell'acqua determinata dalla presenza di sali di calcio e di magnesio in essa disciolti. Nelle acque dure il sapone non fa schiuma e le vivande - specialmente i legumi - non cuociono bene. Acque eccessivamente dure non sono potabili, nè utilizzabili per molti impieghi industriali. la durezza dell'acqua si usa misurare in gradi idrotimetrici ed i metodi di misura vanno sotto il nome di complessometria. Esistono varie unità di misura nell'uso in Europa:

le più comuni sono i gradi francesi, inglesi e tedeschi. Il grado idrotimetrico francese corrisponde ad un tenore di 10,3 mg di CaCO_3 , oppure a 0,7 mg di MgCO_3 , o a 14 mg di CaSO_4 , o ancora a 12,4 mg di MgSO_4 per litro d'acqua. Il rapporto fra gradi francesi (gradi F), gradi inglesi (gradi E) e gradi tedeschi (gradi D) Valgono, dunque le seguenti eguaglianze:

$$1 \text{ grado F} = 0,7 \text{ grado E} = 0,56 \text{ grado D}$$

$$1 \text{ grado E} = 1,43 \text{ grado F} = 0,8 \text{ grado D}$$

$$1 \text{ grado D} = 1,25 \text{ grado E} = 1,79 \text{ grado F}$$

Si può anche passare dai gradi idrotimetrici a millevalenze tenendo conto che 1 millivalenza equivale a 5° F . Si usa distinguere la durezza totale, che rappresenta la quantità di sali alcalino-terrosi contenuti nell'acqua alla temperatura normale, dalla durezza permanente, che rappresenta la quantità di sali rimasta in soluzione nell'acqua dopo l'ebollizione (solfati nelle acque comuni)

La durezza temporanea corrisponde alla differenza fra la durezza totale e la durezza permanente (carbonati nelle acque comuni). Nelle acque comuni la durezza temporanea corrisponde all'alcalinità

In base alla durezza le acque vengono classificate come segue:

| denominazione | min | max |
|-------------------------|------------------|------------------|
| | $^\circ\text{F}$ | $^\circ\text{F}$ |
| molto dolci | 0 | 7 |
| dolci | 7 | 14 |
| mediocrementemente dure | 14 | 22 |
| abbastanza dure | 22 | 32 |
| dure | 32 | 54 |
| molto dure | più di 54 | |

L'acqua distillata ha la durezza 0°, le acque selenitose possono raggiungere durezza superiori a 200 °F. Da quanto si è detto sopra è facile dedurre che le acque più dure sono quelle che circolano nelle rocce gessose, calcaree e dolomitiche; quelle più dolci in rocce silicee. Il grado idrotimetrico dell'acqua è soggetto a variazioni nello spazio e nel tempo. Per uno stesso corso d'acqua o per uno stesso lago la durezza varia da un punto ad un altro in dipendenza dell'azione solvente che le acque stesse hanno potuto esercitare sulle rocce, e per uno stesso punto varia anche nel tempo. Un'abbondante pioggia porta, ad esempio, una sensibile attenuazione della durezza in quanto l'acqua meteorica prima di venire a contatto con le rocce, è poverissima di sostanze saline. Le acque troppo dure possono essere dolcificate chimicamente, per esempio, con l'aggiunta di calce (CaO) per precipitare i carbonati e di carbonato di sodio (Na_2CO_3) per precipitare i solfati, o con particolari resine, o con l'elettrosmosi. Un'acqua è giudicata potabile se la durezza complessiva sia compresa tra i 15 ed i 50 gradi francesi.

10) Solfati

dovuti a contatti dell'acqua con gesso, anidrite, pirite o con sostanze organiche.

Il valore guida è di 25 mg/l in SO_4 mentre quello massimo è di 250 mg/l

11) Ferro

è necessario che sia mantenuto nel limite di 1 mgr/litro di Fe.

il valore guida è di 50 $\mu\text{g/l}$ in Fe mentre quello massimo è di 200 $\mu\text{g/l}$

- 12) Manganese: il valore guida é di 20 $\mu\text{g/l}$ in Mn mentre quello massimo é di 50 $\mu\text{g/l}$
- 13) Fosfati il valore guida é di 400 $\mu\text{g/l}$ in P_2O_5 mentre quello massimo é di 5000 $\mu\text{g/l}$.
- 14) Cloruri Non esiste un limite per i cloruri in generale, il valore guida é di 25 mg/l in Cl.
- 15) Sostanze organiche possono essere varie e possono essere indice di inquinamento.
- Il limite è posto indirettamente tramite la quantità di ossigeno richiesto per la loro ossidazione.
- Il valore guida per l'ossidabilità é di 0,5 mg/l in O_2 con un valore massimo di 5 mg/l.

Non devono invece essere assolutamente presenti:

- 16) piombo;
- 17) arsenico;
- 18) berillio;
- 19) cadmio;
- 20) cianuri;
- 21) cromo;
- 22) mercurio;
- 23) nichel
- 24) antimimonio
- 25) selenio;
- 26) vanadio

tra le sostanze indesiderabili si annoverano

27) l'idrogeno solforato. che non deve essere rilevabile organoletticamente

28) l' Ammoniaca, i nitrati ed i nitriti

La loro presenza è un quasi sicuro indice di contatto con sostanze organiche in decomposizione ma non necessariamente di inquinamento attuale.

E' tollerabile la presenza di nitrati (quando non vi siano contemporaneamente nitriti ed ammoniaca) in quanto si è già avvenuta la completa mineralizzazione delle sostanze organiche.

Sono comunque da escludere sempre acque con ammoniaca o nitriti.

Tra gli altri caratteri dell' acqua troviamo:

29) Tasso microbico totale è un indicatore dei caratteri biologici dell'acqua e rappresenta il numero di microrganismi presenti in 1 ml d'acqua sviluppatosi in 48 ore in cultura di Agar a 36 °C (oppure per 72 ore a 22°).

Per un giudizio di potabilità, se il campionamento avviene in recipiente chiuso che deve essere tenuto a temperatura costante è necessario che i valori siano rispondenti ai seguenti limiti.

| temperatura coltura | valore | |
|------------------------|--------|---------|
| | guida | massimo |
| 36 ° | 5 | 20 |
| 22 ° | 20 | 100 |

L'esame deve avvenire nelle 12 ore successive. Altrimenti i valori saranno i seguenti.

| temperatura | | valore |
|-------------|--|--------|
| coltura | | guida |
| 36° | | 10 |
| 22° | | 100 |

Ogni superamento di tali valori che persista nel tempo (prelievi successivi) richiede indagini ed accertamenti appropriati.

Per le acque disinfettate i valori all' uscita dagli impianti di disinfezione devono essere nettamente inferiori ai valori riscontrati prima del trattamento.

30) Indicatori fecali.

Vanno sotto questo nome dei microrganismi che non sono patogeni (salvo rare eccezioni) ma vengono adoperati come indicatori in quanto data la costanza con la quale vivono nell'acqua siamo certi che un'acqua che ne è priva sarà batteriologicamente pura. L'indicatore fecale più spesso adoperato è il Batterium Coli, tuttavia possono adoperarsi anche lo Streptococco fecale ed il Bacillus perfringens. Qui sotto sono riportati i limiti di ammissibilità per le acque potabili:

| | |
|--|---|
| 30/1 Batterium Coli | 0 Coli/litro su un capione di 100 ml |
| 30/2 Streptococco fecale | 0 batteri/litro su un capione di 100 ml |
| 30/3 spore di clostridi di solfato riduttore | 0 batteri/litro su un capione di 100 ml |

4.4.3 Il giudizio di potabilità

Il giudizio di potabilità viene dato dopo aver effettuato e l'analisi chimica e quella batteriologica complete.

Se questa analisi non risponde ai requisiti sopra indicati non è tuttavia detto che le acque non sono idonee allo scopo potabile, sarà tuttavia necessario prevedere appositi trattamenti, soprattutto per la correzione dei caratteri chimici.

Quelli biologici possono essere più facilmente corretti (almeno entro certi limiti) con la sterilizzazione (o disinfezione).

Nel caso di acque già utilizzate è necessario un continuo controllo della qualità delle acque con esami di routine sovente limitati alla sola ricerca del B.Coli e dei principali caratteri chimici .

La normativa indica le tipologie di analisi da eseguire per valutare la potabilità delle acque nonché la relativa frequenza, quest'ultima funzione della popolazione servita.

4.4.4 Cenni sul trattamento

Negli ultimi anni il trattamento delle acque per approvvigionamento ha assunto importanza tale ed ha avuto uno sviluppo che fuoriesce dai limiti delle "Costruzioni Idrauliche"

Si rimanda in merito ai corsi specifici.

Qui nel seguito faremo solo cenno ai trattamenti quali la filtrazione e la sterilizzazione, cioè a mezzi di correzione e controllo di caratteri batteriologici che spesso hanno solo scopo preventivo.

La filtrazione

La filtrazione consiste nel far passare l'acqua in un ammasso filtrante appositamente realizzato mediante sabbia e ghiaia di apposita granulometria:

Dal basso verso l'alto avremo:

- | | |
|------------------|----------|
| - ciottolame | 20÷40 cm |
| - ghiaia grossa | 15÷20 cm |
| - ghiaia media | 10 cm |
| - ghiaia piccola | 10 cm |
| - sabbia grossa | 10 cm |
| - sabbia fine | 60÷90 cm |

Il filtro deve essere avviato immettendovi molto lentamente acqua pura dal basso sino a renderlo completamente sommerso.

Quindi si fa defluire in senso inverso l'acqua da depurare e incomincia il cosiddetto periodo di maturazione che dura da 1 a 3 giorni durante i quali il filtro non ha ancora acquisito potere depurante ma si formerà intorno alle sue parti solide una pellicola biologica che è la responsabile della azione epurativa del filtro. Purtroppo un tal filtro è soggetto ad intasarsi a causa dello ispessimento della pellicola biologica e dopo 30÷60 giorni occorrerà asportare i primi 5 cm di sabbia fine.

Quando, per successive operazioni del genere, la sabbia fine è ridotta a soli 40 cm occorrerà ripristinare lo spessore iniziale. L'effetto epurante è notevolissimo: il 90% della carica batterica viene abbattuto. La resa giornaliera oscilla tra i 2 ed i 2.5 m³ per m² di superficie filtrante in quanto la velocità di filtrazione (dipendente dal carico d'acqua sopra il filtro) non deve superare i 100÷120 mm/ora per non compromettere il potere epurativo.

Oltre a questi filtri (detti lenti) esistono filtri rapidi che però richiedono, a monte, una fase di flocculazione e successiva sedimentazione. La flocculazione consiste nell'aggiunta e mescolazione di un flocculante (solfato di alluminio, cloruro ferrico, ecc.) e a volte di coadiuvanti (calce, carbonato sodico) il tutto, ovviamente, in quantità predeterminata.

Queste sostanze provocano la flocculazione delle sostanze (batteriologiche e non) indesiderate. I fiocchi che così si formano vengono depositati dall'acqua in una vasca di sedimentazione e quelli che sfuggono da questa saranno tratti dai filtri rapidi. Questi ultimi sono costituiti da recipienti cilindrici (da circa 3000 mm di diametro) con sabbia grossa per uno spessore di 60÷150 mm (possono funzionare a pressione od a gravità). Anche questi filtri funzionano a causa della pellicola biologica che qui si costituisce grazie ai fiocchi sfuggiti alla sedimentazione. Il tempo di maturazione è molto breve (15 minuti) ma la loro durata è al più di 24 ore dopo di che devono essere rigenerati. E' pertanto necessaria la presenza di diversi filtri al fine di alternarli.

La rigenerazione avviene tramite il passaggio (in controcorrente) di acqua pura.

Questo schema è adoperato, con piccole modifiche anche per la correzione di alcuni caratteri chimici.

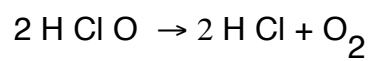
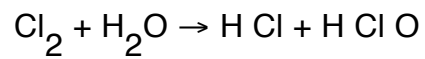
La sterilizzazione

La sterilizzazione dell'acqua serve per l'abbattimento totale della carica batterica e quindi un impianto di sterilizzazione deve essere presente anche quando esistono altri impianti di trattamento.

La sterilizzazione a scopi acquedottistici può avvenire mediante:

- a) la clorazione,
- b) l'ozonizzazione,
- c) la catodinizzazione,
- d) i raggi ultravioletti.

La clorazione è la più comune e la più usata. L'azione disinfettante si esplica mediante la reazione:



e l'ossigeno attacca i microrganismi e li distrugge.

I prodotti usati per la clorazione sono:

- l'ipoclorito di sodio (o di potassio),
- l'ipoclorito di calcio,
- il gas cloro,
- il biossido di cloro.

5 L' ADDUZIONE

5.1 Generalità

Con il termine adduzione si intende il trasporto dell'acqua dalle opere di captazione alla (od alle) località di utilizzazione (cioè di distribuzione).

Il collegamento con la rete distributiva, e con le opere di captazione, può essere diretto o con interposizione di serbatoio a seconda di varie condizioni che verranno esaminate nel capitolo dedicato ai serbatoi.

Le opere di adduzione, come quelle di distribuzione sono dette condotte o condutture.

Una prima distinzione nelle opere di adduzione fatte esclusivamente in base ad un criterio idraulico di grande importanza nella definizione progettuale e realizzativa del suo profilo altimetrico è quella di suddividerle in:

- condotte in pressione

ed in

- condotte a pelo libero.

Altra importante distinzione è basata sul tipo di energia necessaria al trasporto dell'acqua. Da questo punto di vista si suole suddividere le adduttrici in:

- adduttrici a gravità

ed

- adduttrici a sollevamento meccanico.

Per la prima l'energia motrice è fornita dal peso proprio dell'acqua. Chiaramente un tale schema è possibile solo quando esiste una differenza di quota tra la posizione di partenza e quella di arrivo dell'acqua.

E' ancora da dire che detta differenza di quota deve essere sufficiente a far vincere la resistenza che incontra l'acqua nel passare per la adduttrice nella quantità d'acqua voluta.

Nel secondo caso questo dislivello o è troppo piccolo o non esiste od addirittura può essere negativo (quando la posizione di partenza è più bassa di quella d'arrivo). Sarà allora necessario conferire all'acqua l'energia occorrente per il movimento tramite organi meccanici. Di norma pompe centrifughe. I locali che ospitano le pompe ed i loro accessori sono detti stazioni o centrali di spinta e di essi ci occuperemo in altra sede

Evidentemente le condotte a pelo libero sono compatibili solo nel caso di adduttrici a gravità.

Gli acquedotti del passato erano realizzati a pelo libero dapprima per l'indisponibilità di materiale atto a realizzare tubazioni in pressione e più recentemente per la maggiore convenienza economica del pelo libero rispetto ai tubi di ghisa ottenuti per fusione prima della "rivoluzione industriale".

L'avvento dei procedimenti industriali per la costruzione dei tubi ha portato come diretta conseguenza il proliferare degli acquedotti e la sostituzione quasi completa dello schema a pelo libero con quello in pressione. Sono rimaste solo pochissime adduttrici a pelo libero ma ciò spesso è stato dovuto a motivi storico-artistici e/o legali che a motivi tecnici .

Ciò non toglie che tuttora, o per ragioni tecniche od economiche lo richiedano, possono realizzarsi tratti o addirittura l'intera adduttrice a pelo libero.

Da un punto di vista puramente idraulico a parità di portata le perdite di carico sono più forti per le condotte in pressione (almeno con tubazioni tradizionali) che per condotte a pelo libero a piccola pendenza a sezione circolare chiusa che abbiano il medesimo diametro con altezza di riempimento pari a quella corrispondente alla portata massima.

Ma questa condizione non è certo sufficiente a far preferire le condotte a pelo libero a causa delle difficoltà che si incontrano nell'attraversamento di terreni non pianeggianti e, l'impossibilità di eseguire, poi non solo in termini di corretta economia, variazioni (nel senso di aumenti) della portata da trasportare. Inoltre oggi, il vantaggio idrico cui dianzi si accennava, è scomparso a causa della diminuita scabrezza delle pareti interne dei moderni tubi per acquedotto. Per motivi igienici è inoltre opportuno che gli acquedotti a pelo libero siano sempre a sezione chiusa.

5.1 Il tracciato

Il tracciato degli acquedotti, sia in pressione che a pelo libero va studiato con gli stessi metodi della progettazione delle strade. Ciò comporta, come ovvia conseguenza, che buona parte de gli acquedotti scorre al di sotto di strade rotabili o le fiancheggia.

E' tuttavia da notare subito che tale soluzione non è soltanto frutto della medesima tecnica progettuale ma anche di altri motivi (tecnici, economici e legali) quali la possibilità di evitare o quanto meno ridurre le espropriazioni o comunque le servitù da imporre per l'attraversamento di terreni privati con acquedotti.

Il tracciato va quindi studiato su una carta a curve di livello (ma parallelamente anche sulle mappe catastali) con le stesse tecniche dello studio di un tracciato stradale, tenuto presente che:

- a) la larghezza della striscia di terreno interessata dall'acquedotto è in genere molto limitata. Da 80 cm a qualche metro (ma per diametri molto grandi).
- b) le tubazioni in genere sono interrate.
- c) Esistono delle notevoli limitazioni e alle quote in sé ed alle pendenze del profilo longitudinale dell'acquedotto.

5.1.1. Il tracciato degli acquedotti a pelo libero

Queste limitazioni sono più forti per gli acquedotti a pelo libero in quanto la pendenza piezometrica della condotta libera non deve mai essere positiva cioè deve sempre verificarsi che:

$$\frac{\partial z}{\partial x} > 0 \quad (31)$$

con

z quota del pelo libero su un orizzontale di riferimento,

s ascissa curvilinea verso positivo equiverso con quello di flusso.

Tale ovvia limitazione comporta una meno forte, ma comunque sempre notevole, limitazione sulle pendenze di fondo del canale e ciò in quanto è molto ridotta la possibilità di scambio tra l'energia di posizione e quella di pressione (essendo, quest'ultima, al pe lo libero pari a quella atmosferica). Possono presentarsi quindi le seguenti difficoltà:

- a) oltrepassare un rilievo,
- b) oltrepassare una depressione ovviamente quando non è possibile aggirarli o, se tale possibilità esiste, non è economicamente e tecnicamente valida.

Il primo di tali casi, l'oltrepassamento del rilievo, può venire effettuato, a seconda dell'entità del rilievo al di sopra della livelletta dell'acquedotto, della natura del terreno e di eventuali insediamenti sul rilievo stesso, o con trincee con gallerie.

Il primo caso, comunque non differisce sostanzialmente dal normale scavo per la posa in opera dell'acquedotto salvo che per le dimensioni.

Le gallerie sono invece simili a quelle stradali ed è opportuno che in esse vi alloggiino non solo le tubazioni ma si faccia anche posto per un camminamento di ispezione.

Il secondo caso, oltrepasso di una depressione, può essere affrontato:

- a) con ponti-canali
- b) con inserzione di un tratto di condotta in pressione (questo metodo è detto comunemente, sebbene impropriamente, sifone).

I ponti canali sono normali ponti, e quindi strutture da progettarsi e calcolarsi con la usuale metodologia della scienza e tecnica delle Costruzioni, che in luogo della sede stradale hanno un canale fiancheggiato da uno (o da entrambi i lati) da una passerella pedonale chiusa al pubblico ma che servirà per ispezioni e lavori di pulizia e manutenzione del ponte e del canale.

Il sifone è in genere più economico e consiste nel realizzare tra due tratti a

pelo libero un tratto in pressione. L'interfaccia tra i due tipi di condotta è caratterizzata dalle opere di imbocco e sbocco

Le prime sono più complesse dovendo ospitare oltre ad una griglia ed agli organi di interclusione, anche degli sfioratori in modo da regolare la massima portata che può passare attraverso il sifone. Il tratto più depresso da oltrepassare sarà in genere un corso d'acqua e qui per il sifone si presenterà la medesima problematica che per le condotte in pressione alle quali si rimanda.

Nel complesso l'attraversamento di una depressione con un sifone si realizza secondo il profilo schematico seguente.

5.1.2 Il tracciato delle condotte in pressione

Per le condotte in pressione non sussistono limitazioni circa il valore della

$$\frac{\partial z}{\partial x}$$

bensì solo limitazioni su ζ asse della condotta

In particolare, deve essere verificata la

$$\zeta(s) \leq z(s) - (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \quad (32)$$

dove:

ε_1 è il semi diametro della condotta

ed

ε_2 è un franco pari a qualche metro.

E' ovvio che la (32) è meno limitativa della (31).

Pertanto, sempre nel rispetto della (32), è in genere possibile far superare ad una tubazione in pressione anche dei rilievi senza peraltro dover ricorrere a gallerie o trincee, semmai approfondendo gli scavi che da 1÷1.5 metri normali possono arrivare sino a 3 metri (anche 4 eccezionalmente).

Le difficoltà che si presentano per i tubi in pressione sono relative:

- all'attraversamento di corsi d'acqua
- all'attraversamento di ferrovie.

Un corso d'acqua può essere attraversato tramite:

- 1) l'utilizzo della struttura di un ponte stradale;
- 2) la realizzazione di una passerella che regga il tubo;
- 3) la realizzazione di un tubo autoportante;
- 4) la semplice posa in opera del tubo al di sotto dell'alveo fluviale;
- 5) la realizzazione di briglie o soglie;
- 6) una galleria.

Vediamo separatamente i vari sistemi.

Se esiste un ponte stradale e l'ente proprietario del ponte (Anas, Province, Comuni, consorzi, ecc.) e la struttura stessa del ponte acconsentono sarà possibile collocare il tubo o all'interno della stessa struttura del ponte (ponti a cassone) o appoggiarlo ad esso tramite mensole o organi del genere.

Il più frequente ed il più interessante tipo di attraversamento ferroviario è quello interrato.

Questo si realizza, in genere, con la cosiddetta macchina spingitubo; infatti fissata la posizione (nel profilo longitudinale della ferrovia) di attraversamento si posiziona il tubo di protezione e si scava al suo interno, con apposita macchina che automaticamente, con l'avanzare dello scavo, fa avanzare anche il tubo.

Posizionato così il tubo di protezione viene poi inserito il vero e proprio tubo acquedottistico.

5.2. Gli schemi d'adduzione

Indichiamo con schemi di adduzione la distinzione tra condotte semplici e condotte ramificate.

Avremo:

- a) le condotte semplici sono quelle che riforniscono un sol centro e non distribuiscono acque lungo il percorso. Si porta ad esempio l'acquedotto di Livorno, che trae l'acqua dalla falda del subalveo del fiume Serchio e con una adduttrice di ben 20 Km (\varnothing 800 in fibrocemento) adduce l'acqua ad un serbatoio interrato nella città;
- b) le condotte con variazioni di portata lungo il percorso sono quelle che pur avendo come principale obiettivo il rifornimento idrico di un sol centro, assolvono altresì, lungo il percorso, a compiti distributrici. Un tempo tale tipo di adduzione era frequente, ma oggi è in disuso in quanto l'erogazione lungo il percorso penalizza fortemente ed in modo incontrollabile la portata che perviene alla estremità, cioè al centro da servire. Si cita, come esempio, la vecchia adduttrice di Pisa a Marina di Pisa, che alimentava tutte le frazioni sparse lungo i 12 Km del suo percorso.

Questa condotta è stata poi sollevata dai compiti adduttrici e ora assolve solo compiti distributrici.

- c) Le condotte consortili o con diramazioni sono quelle (senza distribuzione lungo il percorso) che assolvono al compito di rifornire più centri: la figura seguente dà lo schema dell'acquedotto del Giardino, un importante acquedotto a schema consortile, realizzato dalla Cassa del Mezzogiorno in Abruzzo che rifornisce numerosi centri (tra cui Chieti e Pescara).

- d) Condotte consortili con variazioni di portata anche nei singoli tratti il nome indica già la funzione di tali adduzioni, anch'esse - come quelle alla lettera b, ormai in disuso, almeno come pratica progettuale e realizzativa, ma ovviamente tuttora in esercizio dove esistono. Si cita come esempio l'acquedotto del Tavo (Abruzzo). La figura seguente ne illustra un tratto con le sue numerose diramazioni.
- e) Reti di adduzione. Con questo nome indichiamo non condotte o adduttrici singole, ma un complesso di condotte, tra loro interconnesse che adducono acqua ad uno o più centri. Un tempo una tale soluzione era da considerarsi atipica e da evitarsi a causa delle difficoltà di gestione e di manutenzione. Oggi invece, per vari motivi è diventato un sistema molto interessante proprio perchè permette di "gestire" l'adduzione soprattutto quando l'acquedotto (o gli acquedotti) traggono alimentazione da falde; infatti in questo modo è possibile favorire la ricarica di una falda e sfruttarne altre ecc. disinserire una alimentazione se risultasse inquinata o ancora approvvigionare in modo diverso i centri nel caso che una adduttrice sia fuori servizio per lavori di manutenzione (siano essi voluti che dovuti a guasti o rotture) evitando di lasciarli all'asciutto. Come esempio di reti di adduzione citiamo quello di Pisa e Livorno (e centri limitrofi minori) che in funzione da una decina di anni ha dato ottimi risultati tecnici. La figura seguente ne mostra uno schema semplificato, in esse sono indicati con F i punti di alimentazione possibili degli acquedotti e con S i serbatoi. Nel caso specifico delle città toscane la rete permette di privilegiare Livorno, Marina di Pisa e S. Giuliano Terme nei mesi estivi (che hanno per turismo

maggior numero di abitanti), ed in quelli invernali Pisa che è invece gravata dagli studenti.

5.3. Il dimensionamento

In quanto segue supponiamo di aver già affrontato e risolto il problema della portata da addurre (cosa che invece vedremo nel successivo capitolo relativo ai serbatoi).

5.3.1 Elementi sul costo delle condotte.

Ogni dimensionamento di opere d'ingegneria non può prescindere da considerazioni economiche, cioè dai costi di realizzazione dell'opera e da quelli di gestione. ciò vale ovviamente anche per le condotte in pressione

I costi di costruzione, almeno relativamente alla sola condotta adduttrice sono ovviamente:

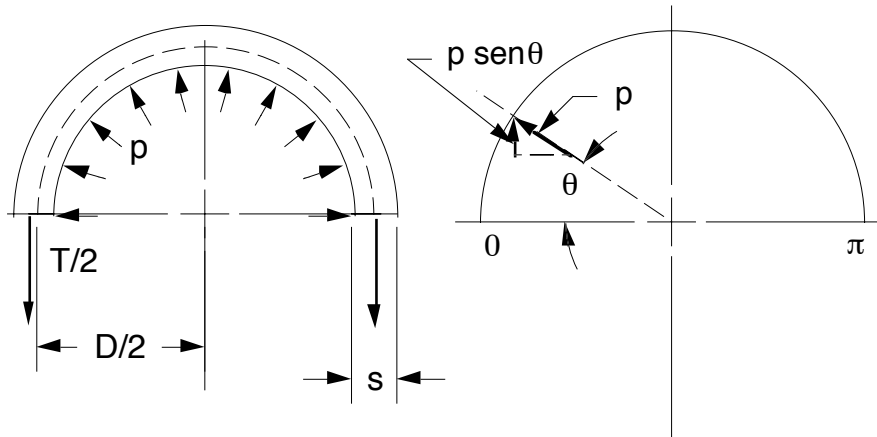
- a) oneri di espropriazione (eventuale);
- b) scavo a sezione obbligata e ristretta;
- c) costruzione della condotta (inclusa fornitura e posa in opera di tubi, pezzi speciali ed apparecchiature, preparazione del letto di posa, realizzazione di pozzetti, ecc. d) reinterro con materiale arido;
- e) ripristino della pavimentazione stradale (eventualmente).

Di tali voci la a), la b), la d) e la e) sono pressochè invariabili al variare del diametro (ed eventualmente, e dentro certi limiti, del materiale). Variabile e notevolmente è invece la voce c). Quest'ultima peraltro si compone ancora di vari elementi ma quello che la compone quasi totalmente (circa il 90%) è il costo della tubazione. Detto costo è ovviamente proporzionale alla quantità di materia le (peso) che costituisce un metro di tubo.

Per una prefissata pressione nominale p del tubo con cui costruire

l'acquedotto, se la parete del suddetto tubo è sufficientemente piccola nei confronti del diametro, si può supporre che, una volta questo sezionato come inella figura seguente, la forza T che tiene unito il tubo è esprimibile tramite la:

$$T = 2 s \sigma \quad (33)$$



dove:

s è lo spessore del tubo

e

σ la tensione che nelle nostre ipotesi (spessore sottile del tubo) è supposta costante (o per lo meno poco variabile) nello spessore

Imponendo l'equilibrio avremo:

$$T = \int_0^{\pi} p \frac{d}{2} \sin\theta \, d\theta = p d \quad (34)$$

confrontando la (33) con la (34) segue la nota formula di Mariotte:

$$s = \frac{p d}{2 \sigma} \quad (35)$$

Quindi lo spessore minimo per il tubo si ottiene dalla (35) ponendo al posto di σ la tensione ammissibile σ_{amm} cioè:

Lo spessore reale lo si ottiene aggiungendo ad s uno spessore di sicurezza s_0 . Pertanto detto spessore sarà:

$$s = \frac{p d}{2 \sigma_{amm}} + s_0 \quad (36)$$

L'area di materiale nella sezione (e quindi il suo valore per un metro di tubo) sarà (in termini approssimati ma significativi):

$$\Omega = \pi d \left(\frac{p d}{2 \sigma_{amm}} + s_0 \right) \quad (37)$$

e quindi

$$\Omega = \frac{\pi p d^2}{2 \sigma_{amm}} + \pi d s_0 \quad (37')$$

Il peso P di un metro di tubo si otterrà moltiplicando il volume della (37') per il peso specifico γ_t del materiale, segue:

$$P = a d + b d^2 \quad (38)$$

dove a e b sono due coefficienti funzioni della tensione ammissibile, dello spessore s_0 , del peso specifico γ_t e della pressione di esercizio

Detto quindi c il costo del materiale del tubo per unità di peso segue che il costo C di un metro di condotta può essere espresso dalla:

$$C = a' d + b' d^2 \quad (39)$$

Doce a' e b' sono gli analoghi di a e b moltiplicati per c.

Per i calcoli di cui nel seguito la (39) si presta male e sovente in suo luogo si adopera la formula monomia

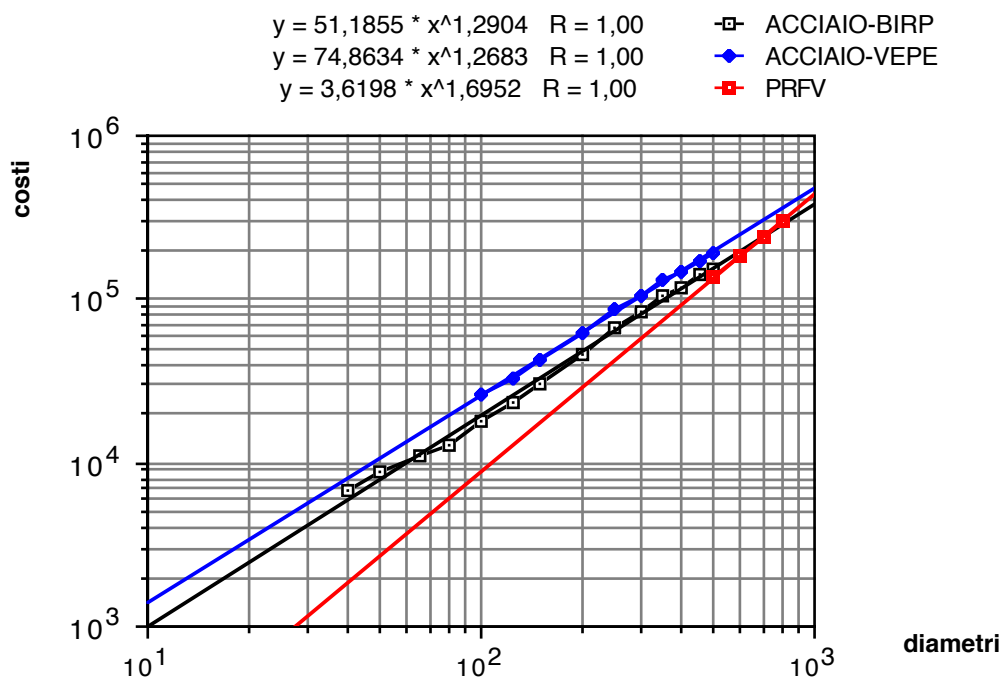
$$C = \alpha d^\nu \quad (40)$$

che se ben valutati α e ν approssima in modo soddisfacente la (39).

In forma logaritmica la (40) si trasforma in una retta.

Pertanto disponendo, ad esempio di un listino prezzi, dei costi per i vari diametri sarà possibile da un grafico su scala bilogaritmica valutare α (ordinata all'origine) e ν coefficiente angolare.

Curve dei prezzi in funzione dei diametri



Il precedente grafico é tratto da prezzi di listino del 1993 ed é relativo ai seguenti materiali:

- tubi in acciaio con rivestimento bituminoso pesante (ACCIAIO-BIRP)
- tubi in acciaio con rivestimento esterno in PEAD ed interno in resina epossidica (ACCIAIO-VEPE)
- PRFV centrifugato rigidezza $10'000 \frac{N}{m^2}$

5.3.2 L'idraulica delle adduttrici in pressione

L'idraulica delle adduttrici in pressione è l'idraulica delle lunghe condotte (in pressione), si ritengono cioè trascurabili le perdite di carico localizzate dovute a gomiti e curve in generale, allagamenti o restrizioni di sezione, ecc... in quanto la loro entità globale è trascurabile rispetto a quella delle perdite di carico distribuite.

Il tipo di moto è in generale turbolento , cioè con $R_e > 100'000$.

Queste ultime possono, per il moto uniforme, essere valutate con varie formule che però le possiamo in generale ricondurre alla vecchia formula di Darcy-Weisbach

$$j = \frac{\lambda v^2}{d \cdot 2g} \quad (40)$$

con ovvio significato dei simboli, sostituendo a

$$v = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} d^2} \quad (41)$$

segue la

$$j = \frac{\lambda \left(\frac{Q}{\frac{\pi}{4} d^2} \right)^2}{2g} \quad (42)$$

da cui

$$j = \frac{\lambda}{2g \left(\frac{\pi}{4} \right)^2} \frac{Q^2}{d^5} \quad (43)$$

posto quindi

$$\beta = \frac{\lambda}{2g \left(\frac{\pi}{4} \right)^2} \quad (44)$$

segue infine

$$j = \beta \frac{Q^2}{d^5} \quad (45)$$

che è la classica formula di Darcy

Esplicitando invece la (40) in v avremo

$$v = \sqrt{\frac{2g}{\lambda} j d} \quad (40')$$

da cui, tenuto conto che $R_m = \frac{d}{4}$ avremo:

$$v = \sqrt[3]{\frac{8g}{\lambda}} j R_m \quad (46)$$

e quindi:

$$v = \sqrt[3]{\frac{8g}{\lambda}} \sqrt[3]{j R_m} \quad (46)$$

ponendo dunque:

$$\chi = \sqrt[3]{\frac{8g}{\lambda}} \quad (47)$$

infine avremo

$$v = \chi \sqrt[3]{j R_m} \quad (48)$$

che é la ben nota formula di Chezy dove il coefficiente X può essere valutato e per mezzo delle formule di Bazin

$$\chi = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt[3]{R_m}}} \quad (49)$$

o con quella, semplificata, di Kutter

$$\chi = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt[3]{R_m}}} \quad (50)$$

Il valore di λ può essere ancora ottenuto dalla

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log}_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,71 d} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right) \quad (51)$$

che è la ben nota formula di White-Colebrook.

Quest'ultima è molto più generale delle precedenti in quanto vale anche per i moti di transizione cioè con numeri di Reynolds molto bassi (comunque superiori ai 3500).

Affianco all' espressione White-Colebrook ne convivono altre ed in particolare dovute a:

Nikuradse

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \operatorname{Log}_{10} \frac{\varepsilon}{3,71 d} \quad (52)$$

valida solo per il moto turbolento $R_e > 10^6$.

Von Karman

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \operatorname{Log}_{10} \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \quad (53)$$

valida per $R_e > 10^5$ a $R_e < 3.5 \cdot 10^6$

Blasius

$$\lambda = \frac{0,36}{R_e^{,25}} \quad (54)$$

valida per $R_e < 10^5$ (regime di transizione detto appunto di Blasius).

E' da precisare che queste formule che a prima vista possono sembrare più precise difatto possono essere causa anche di errori maggiori in quanto la presunta loro maggiore precisione può essere inficiata dalle maggiori difficoltà di utilizzo (valutazione di R_e per successive iterazioni) e da scelte più difficili relative alla scabrezza relativa $\frac{\varepsilon}{d}$.

Molti importanti idraulici (Di Ricco, Altschoul, Supino, Citrini, Curto e più recentemente anche Vitale e Mancinelli) sono stati affascinati dalle formule di Colebrook e consimili ed ne hanno proposto formulazioni più o meno esplicite che ne semplificassero l'utilizzo, ma tutte hanno avuto scarso seguito

Parallelamente a questa vengono adottate altre formule di tipo monomio, tutte riconducibili alla formula di Manning

$$v = \frac{1}{n} R_m^{2/3} j^{1/2} \quad (55)$$

analoga alla precedente é la di Gaukler o di Strickler

$$v = K R_m^{2/3} j^{1/2} \quad (56)$$

Ne segue ovviamente che:

$$K = \frac{1}{n} \quad (57)$$

Prima di affrontare l'argomento dei coefficienti di scabrezza non è forse inutile ricordare che ancora molti uffici tecnici degli enti pubblici italiani richiedono per la valutazione della perdita di carico la formula impropriamente detta di Bazin-Fantoli:

$$v = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_m}}} \sqrt{j} R_m \quad (48')$$

che altro non è, in effetti, che la formula di Chezy con χ di Bazin.

Il nome dell'idraulico italiano Fantoli è stato aggiunto perchè questi indicò i valori di γ da adottare per i tubi allora in uso (acciaio, ghisa).

La classica formula di Darcy (45) a rigore è valida solo per tubi in ghisa.

Per la ghisa nuova il coefficiente β da adottare é dato dalla:

$$\beta = 0,0016 + \frac{0,00042}{d} \quad (58)$$

per la ghisa usata si adotta un coefficiente β pari al doppio di quello calcolato tramite la (58).

A causa della presenza di d nel secondo membro della (58), la (45) non ha forma monomia, tuttavia essa è riconducibile, con buona approssimazione alla seguente detta anche di Darcy-Contessini:

$$j = b \frac{Q^\alpha}{d^\mu} \quad (59)$$

dove b , α e μ vengono fissati in funzione del tipo di materiale e del relativo stato di usura.

La tabella che segue ne riporta taluni valori.

| MATERIALI | b | α | μ |
|--------------------------------|---------------------------------|----------|-------|
| ghisa lamellare nuovi | $1,64E-2 + \frac{4,2E-4}{d}$ | 2 | 5 |
| ghisa lamellare usata | $2(1,64E-2 + \frac{4,2E-4}{d})$ | 2 | 5 |
| ghisa sferoidale e/o rivestita | ,0019 | 2 | 4,9 |
| acciaio nuovo | ,0016 | 1,85 | 5,32 |
| acciaio in esercizio | ,0019 | 1,85 | 5,32 |
| fibrocemento | ,0025 | 1,785 | 4,785 |
| PRFV, PVC, PEAD | ,0006 | 2 | 4,7 |

Anche la formula di Chezy e quella di Strickler sono molto usate, qui nel seguito si riportano i relativi coefficienti (tratti dal manuale dell'Ingegnere Civile edizioni Cremonese-1981)

| MATERIALI | Bazin [m ^{1/2}] | Kutter [m ^{1/2}] | scabr eq. [mm] | Stickler [m ^{1/2} s ⁻¹] |
|--------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------|---|
| ghisa lamellare nuovi | 0,1 | 0,15 | 0,2-0,4 | 100 |
| ghisa lamellare usata | 0,23 | 0,35 | 1÷2 | 75÷70 |
| ghisa sferoidale e/o rivestita | 0,06 | 0,12 | 0,1 | 105 |
| acciaio nuovo | 0,05 | 0,12 | 0,05 | 120 |
| acciaio in esercizio | 0,1 | 0,16 | 0,2÷0,4 | 90 |
| fibrocemento | 0,23 | 0,35 | 2 | 70 |
| PRFV, PVC, PEAD | 0,04 | 0,1 | 0,02 | 140 |

Si è già avuto modo di notare si è fatta una distinzione tra tubi nuovi e tubi usati (od in servizio).

Questa distinzione, peraltro non esaustiva, trae origine dal fatto che i tubi in specie quelli metallici non internamente rivestiti, una volta posti in opera ed in esercizio sono soggetti ad invecchiamento che consiste nell'aumento della scabrezza delle pareti, a volte nella diminuzione di sezione.

Quelli in materiale plastico, oltre a questo fenomeno, invero più modesto, presentano quello della ovalizzazione che può essere anche estremamente gravi per tubi che:

- o non abbiano sufficiente rigidità propria;
- o non siano stati bene posti in opera.

Come conseguenza è la diminuzione di portata (a parità di cadente piezometrica).

Le cause di questo fenomeno sono da ricercarsi nella aggressività delle acque e nella disponibilità ad essere aggredito da parte del materiale costituente la condotta.

I materiali più aggredibili sono quelli ferrosi (e questo è il motivo per cui vengono rivestiti) in particolare le acque ricche in ferro-batteri possono provocare gravi tubercolizzazioni ed incrostazioni con asperità relativa dell'ordine dei millimetri ed anche dei centimetri¹.

E' pertanto necessaria la scelta di una formula, per i calcoli idraulici, che tenga conto dell'invecchiamento in modo da evitare l'inconveniente che dopo qualche anno dalla realizzazione dell'opera acquedottistica questa adduca portate inferiori.

A tal proposito è sempre opportuno eseguire in fase di progettazione calcoli di verifica per le condizioni di tubi in servizio corrente.

Contrariamente a quanto si verifica per i canali, nel caso di lunghe condotte in pressione ha poca importanza lo studio del moto permanente in quanto questo si verifica solo localmente in seguito a variazione della sezione del tubo mentre la norma è rappresentata dal moto uniforme.

Il moto vario si verificherà ogni qual volta verranno effettuate manovre di apertura o di interclusione sia volute che accidentali.

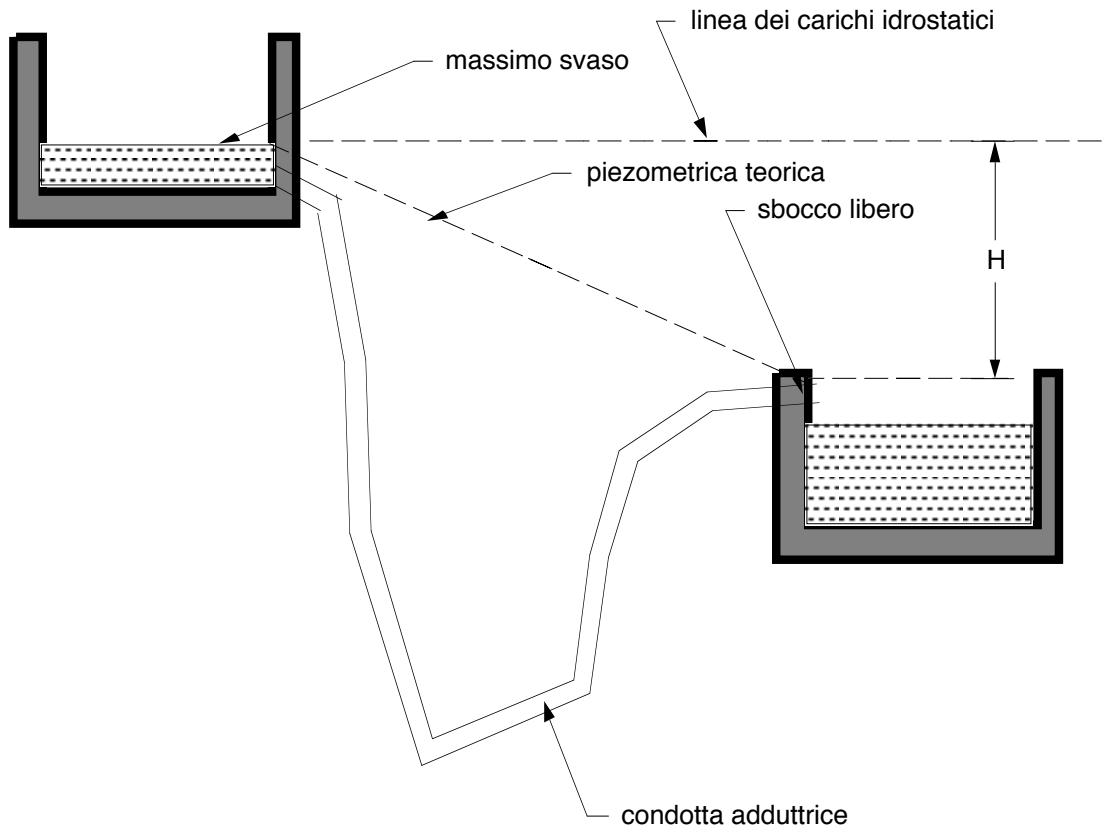
Una trattazione, però, dei fenomeni di moto vario esula dalle intenzioni del

1 Per le condotte adduttrici in ghisa realizzate nel 1911 e da allora in esercizio sono stati effettuati dal Mantica (1972) alcuni controlli tramite la formula di Withe-Collebrook, né è risultato una scabrezza effettiva pari a 9 mm

presente Capitolo e si rimanda al Cap. II - parte II "Canali e condotte".

5.3.3 Condotta in materiale prefissato congiungente due serbatoi senza erogazione lungo il percorso.

E' il caso più semplice di condotta adduttrice, la cadente piezometrica è fissata dai due serbatoi.



Spesso il serbatoio di monte è la vasca di carico di un' opera di captazione.

I calcoli idraulici, è ovvio, vanno fatti, per tener conto della minima cadente, in condizioni di massimo svaso del serbatoio a monte mentre, in genere, in quello a valle l'acqua sgorga liberamente.

Sia Q la portata da trasportare; è evidente che l'utilizzo di una qualsiasi delle formule precedenti, ad esempio la (59) da immediatamente il diametro da adottare, infatti:

$$d = \left(b \frac{Q^\alpha}{j} \right)^{1/\mu} \quad (60)$$

Ovviamente questo calcolo, come la maggior parte dei successivi porta a diametri non commerciali.

Sono possibili allora due scelte:

- o assegnare alla condotta due diametri, attribuendo ad un tronco il diametro d_1 di commercio immediatamente inferiore al valore d fornito dalla (60) e all'altro quello d_2 immediatamente superiore, dosando opportunamente le lunghezze L_1 e L_2 ;
- oppure assegnare alla condotta il diametro commerciale immediatamente maggiore di quello di calcolo dato dalla (60). In tal caso si trasporterà una portata maggiore. Ma operando in modo da introdurre perdite di carico localizzate (per esempio tramite la struzzatura di una saracinesca o tramite una turbina posta all'estremità della condotta², cioè a monte del serbatoio di arrivo) si può comunque trasportare solo la portata desiderata.

Nel primo caso sono da determinare le lunghezze L_1 e L_2 dei due tronchi a diverso diametro.

Indichiamo con J_1 e J_2 le pendenze piezometriche corrispondenti ai diametri d_1 e d_2 ottenuti tramite la (59):

Detto H il carico disponibile dovrà essere:

$$H = J_1 L_1 + J_2 L_2 \quad (61)$$

nonché, detta L la lunghezza totale della condotta:

² L'introduzione di tali turbine ha senso solo per portate e salti considerevoli, ma ha il vantaggio di poter produrre energia.

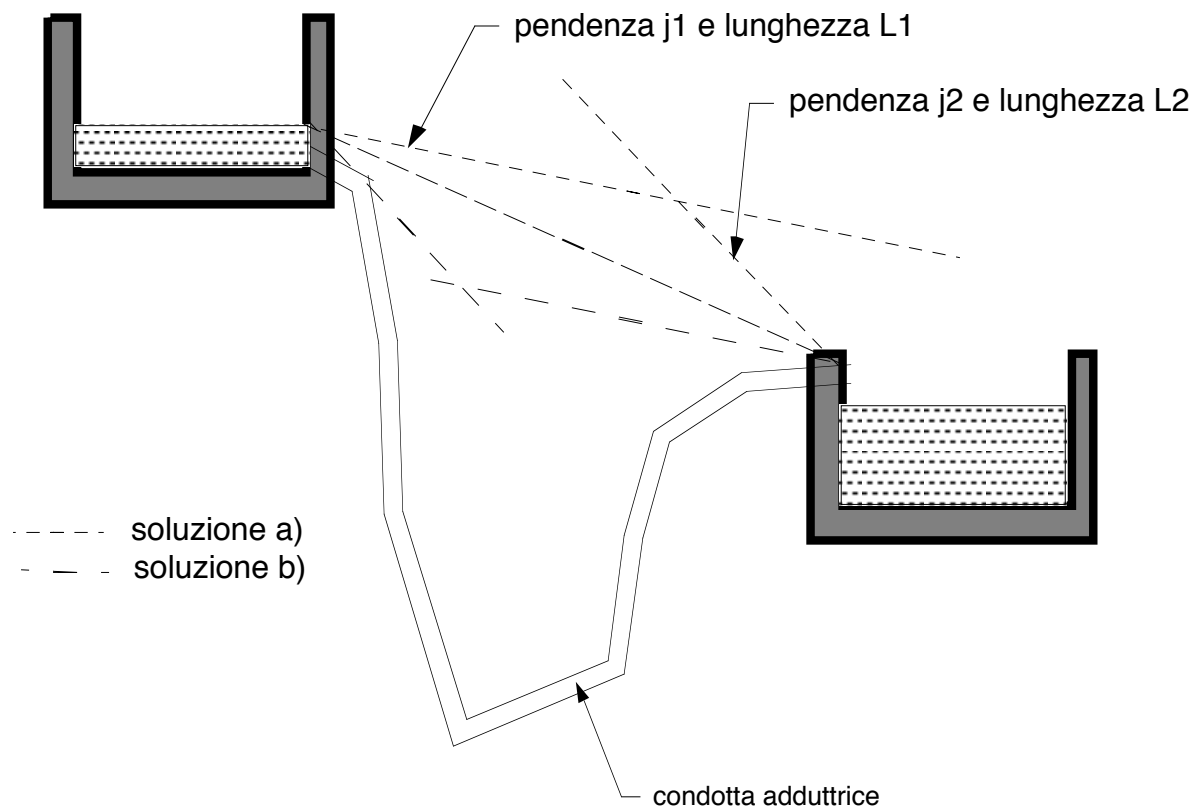
$$L = L_1 + L_2 \quad (62)$$

Pertanto un sistema lineare di due equazioni nelle due incognite L_1 e L_2 ,
che risolto da:

$$L_2 = \frac{H}{J_2 - J_1} - \frac{J_1 L}{J_2 - J_1} \quad (63)$$

A seconda del tracciato altimetrico della condotta si collocherà prima il tronco di pendenza J_2 e poi quello di pendenza J_1 o viceversa in modo che non risultino carichi piezometrici eccessivi (quindi spessore e costo eccessivi della tubazione) né troppo ridotti, cioè inferiori o prossimi alla pressione atmosferica.

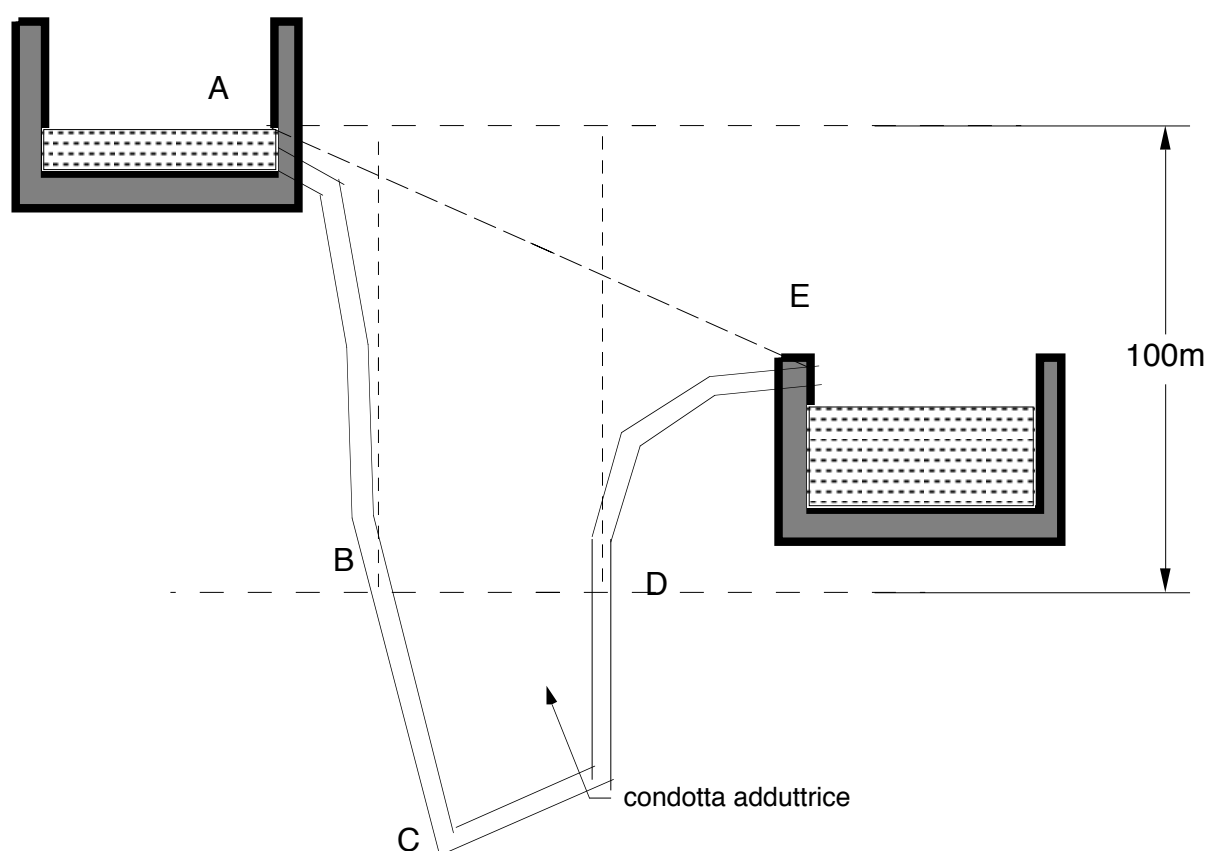
Risoluzione grafica del problema precedente



5.3.4 Condotta in materiali diversi senza erogazione lungo il percorso.congiungente due serbatoi

Più interessante è quando la stessa condotta precedente (cioè a portata costante) debba essere costruita con materiali di diverso costo unitario.

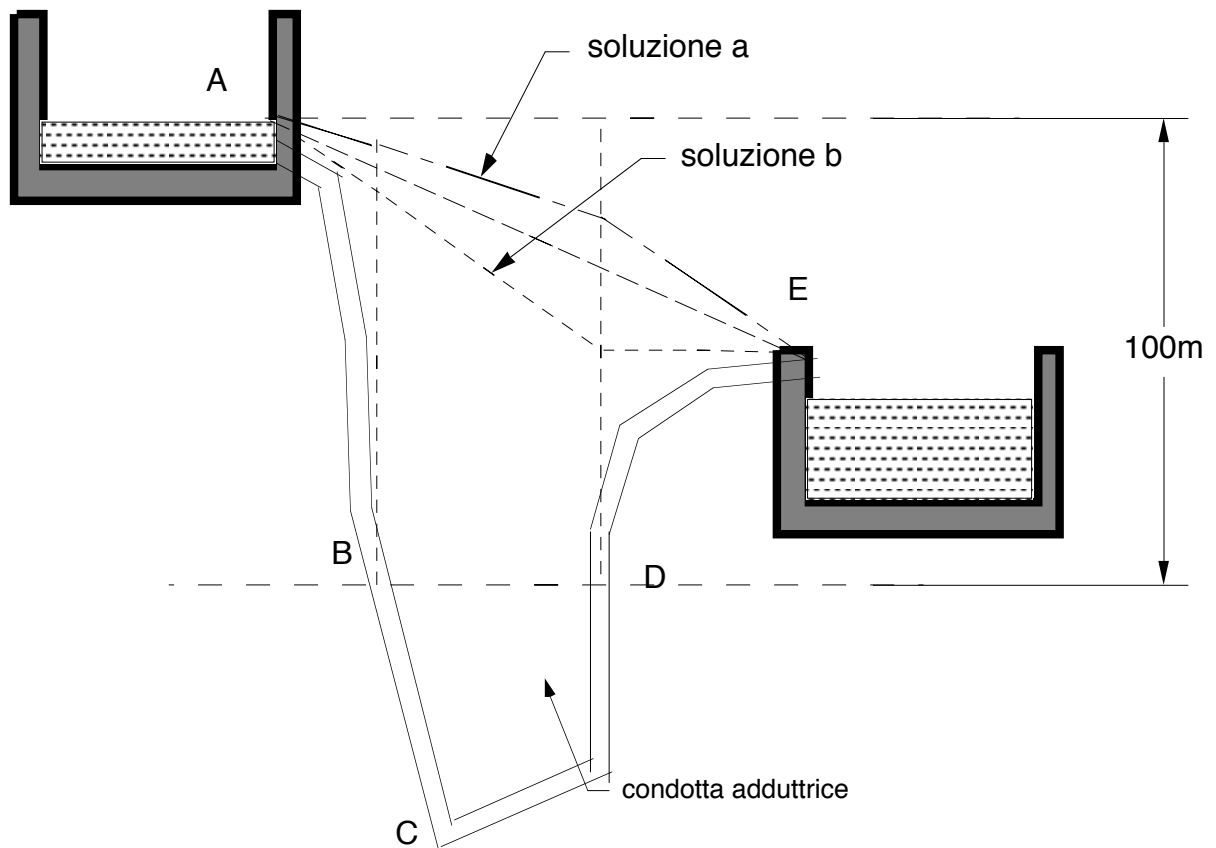
Ciò può accadere se la condotta deve attraversare una depressione C tanto profonda da imporre o consigliare l'uso di materiale con caratteristiche resistenti migliori.



Con riferimento alla figura precedente i tratti AD e EB potrebbero essere realizzati ad esempio in P.R.F.V.in quanto i tubi dovranno resistere a pressioni al più di 10 atm (di fatto qualcosa in più tenuto conto del colpo d'ariete, all'uopo potremmo utilizzare PRFV con PN 16) ed il tratto DE in acciaio.

In tal caso non esiste, come per il caso precedente, l'unicità della soluzione per il diametro per ciascun tratto, per convincersi di ciò basta osservare la fig. 26 dove con linea a tratto e punto è indicata una soluzione e con tratteggio semplice

ne è indicata una differente.



La scelta dei diametri, in generale tre, uno per il tratto AD, uno per il tratto DE e l'altro per il tratto EB può essere effettuata secondo il criterio detto della massima economia cioè il costo della condotta deve essere il minimo.

Da un punto di vista matematico il criterio si traduce nella

$$c_{\text{tot}} = L_1 c_1 + L_2 c_2 + L_3 c_3 = \sum (L_i c_i) \quad \text{sia minimo} \quad (64)$$

dove:

c_i è il costo di un tratto di condotta di lunghezza unitaria;

L_i è la lunghezza del tratto.

La (64) è soggetta al vincolo seguente:

$$\sum (L_i J_i) = H \quad (65)$$

ovviamente la (64) e la (65) qui scritte per 3 tronchi possono essere estese a qualsivoglia tronchi.

Il problema così posto è di minimo condizionamento che notoriamente può essere affrontato col ben noto metodo dei moltiplicatori di Lagrange, quindi è ricondotto alla ricerca del minimo della funzione

$$\sum (L_i c_i) + \lambda (\sum (L_i J_i) - H) = \text{minimo} \quad (66)$$

tale minimo va ricercato in funzione dei diametri d_1, d_2, d_3 o, che è lo stesso, data la (60), in funzione di J_1, J_2, J_3 .

Segue dunque che potranno scriversi tante equazioni del tipo:

$$\frac{\partial}{\partial J_i} \left(\sum (L_i c_i) + \lambda (\sum (L_i J_i) - H) \right) = 0 \quad (67)$$

quanti i tronchi della condotta con caratteristiche diverse. Eseguendo la derivazione per il generico J_i avremo:

$$\frac{\partial c_i}{\partial J_i} = -\lambda \quad (68)$$

da cui l'ovvia conseguenza che tra due tronchi contigui l'i-esimo e l'i+1-esimo dovrà essere verificata la:

$$\frac{\partial c_i}{\partial J_i} = \frac{\partial c_{i+1}}{\partial J_{i+1}} \quad (69)$$

che è la condizione di economia ed il moltiplicatore di Lagrange λ costituisce quindi un' invariante.

Ancorché oggi le costruzioni grafiche siano demodé, si ritiene tuttavia opportuno, e non solo per ragioni storiche, dare un cenno alla risoluzione grafica anche perché sono comunque utili per l'impostazione dei problemi sui fogli elettronici (EXCEL, LOTUS, che oggi costituiscono, per l'Idraulico gli strumenti attuali).

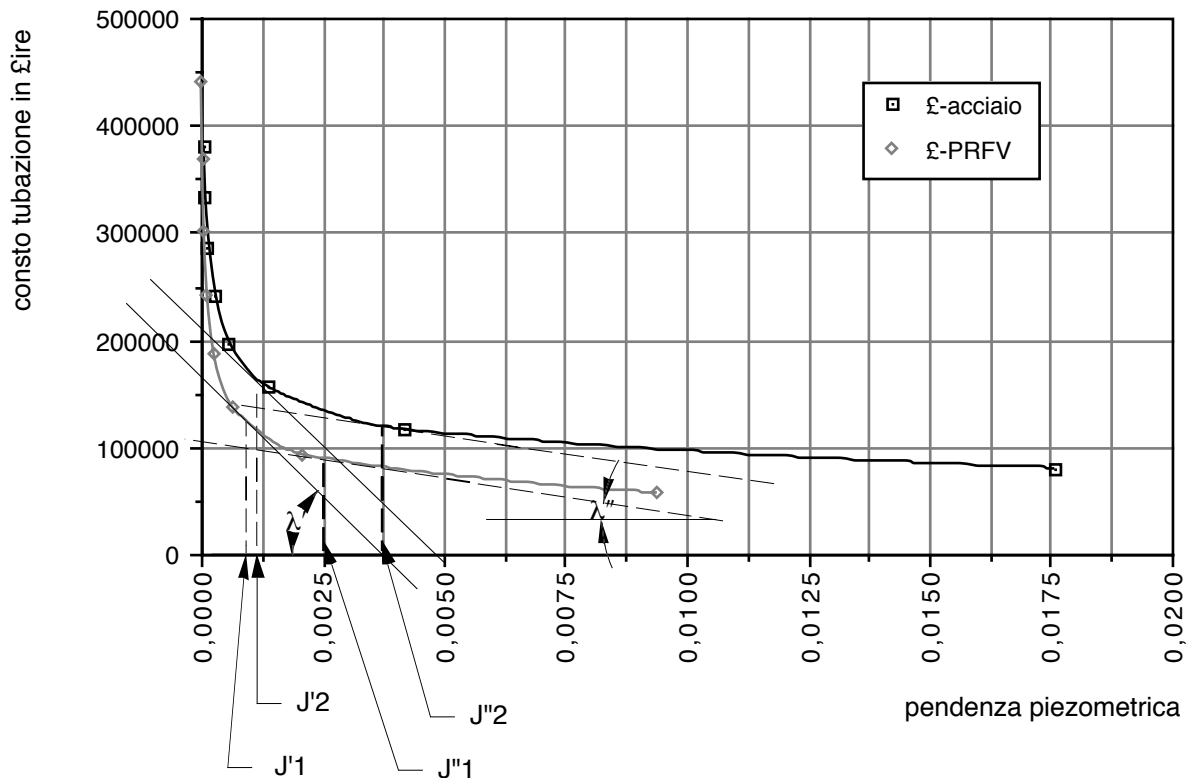
In un diagramma cartesiano si riportano in ascisse le pendenze J ed in ordinate i costi per unità di lunghezza e si tracciano le curve relative ai vari tipi di

tubazione rappresentanti la funzione. La seguente tabella EXCEL riporta i calcoli relativi.

| Portata | Q= | 0,15 [m ³ /s] | | |
|---------|--------------|--------------------------|---------------|----------|
| ∅ | costi | costi | piezometriche | |
| [mm] | acciaio-BIRP | PRFV | acciaio-BIRP | PRFV |
| 300 | 80.468 | 57.266 | 1,76E-02 | 9,42E-03 |
| 400 | 116.639 | 93.260 | 4,17E-03 | 2,11E-03 |
| 500 | 155.560 | 136.138 | 1,37E-03 | 6,62E-04 |
| 600 | 196.822 | 185.441 | 5,50E-04 | 2,56E-04 |
| 700 | 240.138 | 240.821 | 2,54E-04 | 1,15E-04 |
| 800 | 285.295 | 301.997 | 1,30E-04 | 5,74E-05 |
| 900 | 332.125 | 368.737 | 7,24E-05 | 3,11E-05 |
| 1000 | 380.493 | 440.844 | 4,28E-05 | 1,80E-05 |

Un tale diagramma é quello qui di seguito rappresentato.

grafico costi/pendenza piezometrica



λ' soluzione di primo tentativo cui corrispondono le piezometriche J'1 e J'2

λ'' soluzione di secondo tentativo cui corrispondono le piezometriche J''1 e J''2

E' necessario un breve commento.

Come é ovvio la soluzione economica é data dal sistema costituito dalle (68) e dalla (65).

Si fissa un valore di λ' di primo tentativo e si individuano le due pendenze piezometriche J'_1 e J'_2 . Conseguentemente si introducono tali valori nella (65), ma essendo i valori di J'_1 e J'_2 derivanti da un tentativo di norma avremo:

$$\sum (L_i J'_i) = H' \neq H \quad (65')$$

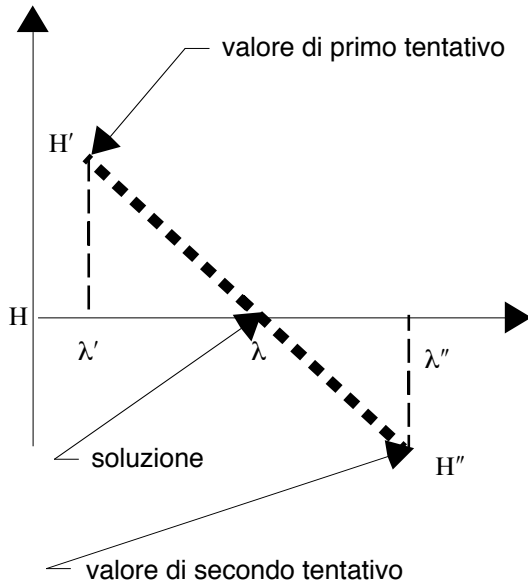
Si fissa un valore di λ'' di ulteriore tentativo e si individuano le due pendenze piezometriche J''_1 e J''_2 che introdotti nella (65) porteranno ad una:

$$\sum (L_i J''_i) = H'' \neq H \quad (65'')$$

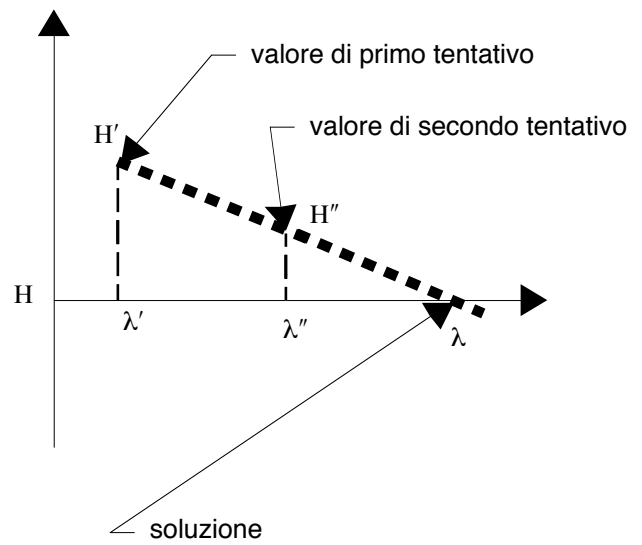
Sarebbe opportuno che H' ed H'' fossero l'uno maggiore e l'altro minore di H (o viceversa) ma trattasi sono di un' opportunità.

Si realizza a tal punto una nuova e banale costruzioni grafica, che altro non é che un'interpolazione (nella fattispecie lineare³)

³ Di fatto l'interpolazione non dovrebbe essere lineare ma stante il fatto che poi comunque occorrerà adottare diametri commerciali ed altre incertezze, l'interpolazione lineare é più che soddisfacente.



$H'-H$ ed $H''-H$ di segno opposto

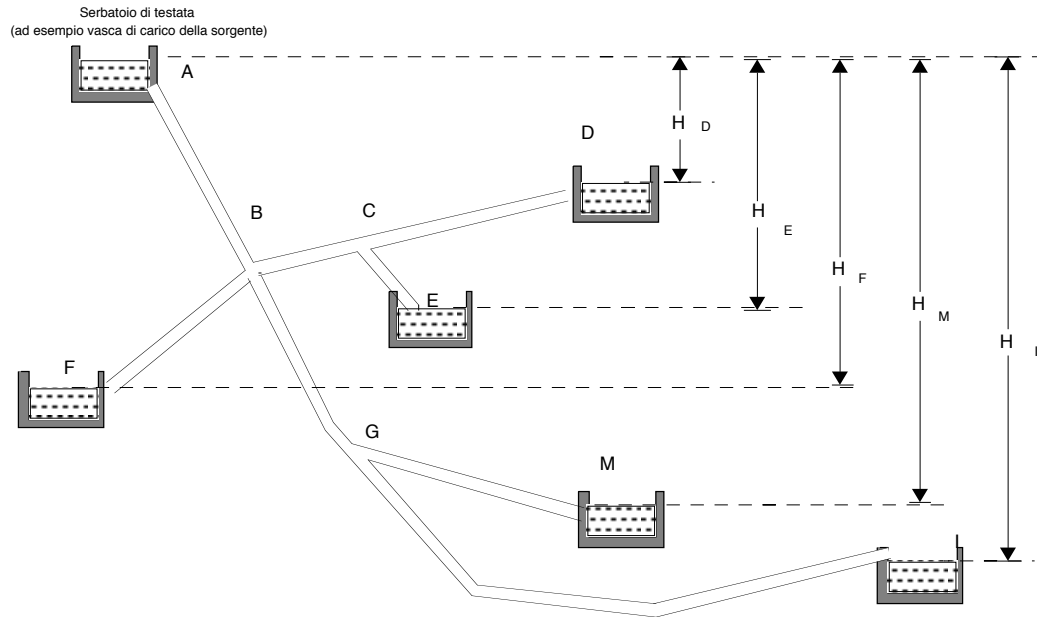


$H'-H$ ed $H''-H$ dello stesso segno

Individuato il valore di λ si tracciano le tangenti alle curve del precedente diagramma e si ottengono i valori di J_1 e J_2 che soddisfano la (65).

5.3.5 condotta adduttrice che in alcuni punti del suo percorso eroghi acqua tramite diramazioni.

Si tratta delle cosiddette condotte adduttrici consortili che possono essere schematizzate come in figura.



L' acqua da un serbatoio di testata viene addotta con una condotta ad albero ai serbatoi D, E, F, M, I.

La condotta presenta nodi di estremità quali A, D, E, F, M, I e nodi intermedi o di diramazione.

Prima di affrontare i problemi di dimensionamento idraulico, peraltro trattasi di una semplice estensione del caso in precedenza esaminato , si ritiene opportuno un cenno alla teoria dei grafi⁴: trattasi di una estremamente interessante

4 I fondamenti della teoria dei grafi si devono a Leonardo Eulero che li applicò per la prima volta nel 1736. Altre applicazioni del passato sono dovute a Kirchoff (1847) per le reti elettriche, a Cayley (1857) per la chimica degli idrocarburi ed a De Morgan (1852).

Eulero applicò la teoria dei grafi per risolvere il seguente problema: "é possibile per un pedone percorrere tutti i ponti di Koenisberg attraversandoli una volta sola ?" Il sistema dei ponti era il seguente

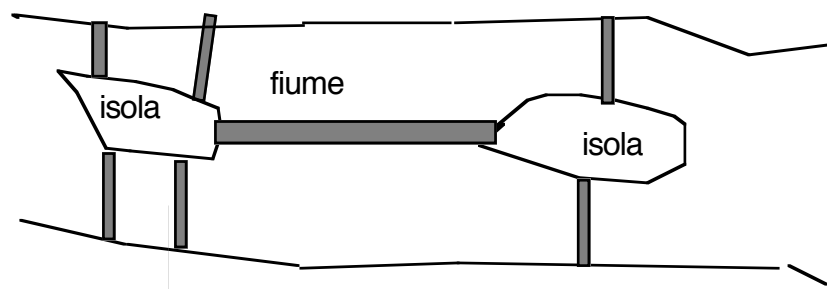
ed utile intrerpretazione topologica che seppur di concezione non certo recente, ha trovato largo uso con lo sviluppo dell' algebra matriciale ed in particolare dell' algebra booleana e dei computer.

Una qualunque struttura ad albero anche se chiusa ma comunque costituita da aste (nell' ingegneria civile per esempio le travi, le condotte idriche o fognarie, il percorso di un autobus ecc....) e da nodi può essere riguardato come un grafo e la sua geometria può essere definita tramite una apposita matrice (matrice di incidenza) Se il verso di percorrenza delle aste é indifferente parleremo di grafi on orientati (e le relativi matrici di incidenza possono chiamarsi anche matrici booleane), altrimenti avremo grafi orientati, come nel caso degli acquedotti, delle fogne ecc...

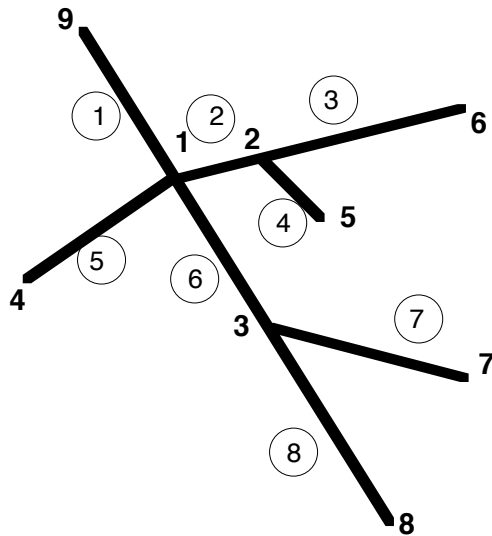
Si definisce matrice topologica (o matrice di incidenza di un grafo orientato) una matrice \mathbf{A} di generico elemento $a_{i,j}$, dove l'indice di riga i é riferito ai nodi e l'indige di colonna j é riferito alle aste.

Il generico elemento di una matrice di incidenza di un grafo orientato può assumere uno dei seguente tre valori.

- 1 se l'asta j converge nel nodo i (cioé, per gli acquedotti, se l'acqua in j viaggia verso i);
- 1 se l'asta j diverge nel nodo i (cioé se l'acqua in j si allontana da i);
- 0 se tra l'asta j ed il nodo i non esiste collegamento alcuno;



Con riferimento all' esempio della figura precedente e dopo aver dato una numerazione (diversa) sia alle aste che ai nodi la matrice \mathbf{A}



| NODI | |
|----------------|---|
| lettere indici | |
| A | 9 |
| B | 1 |
| C | 2 |
| D | 6 |
| E | 5 |
| F | 4 |
| G | 3 |
| I | 8 |
| M | 7 |

varrà dunque.

| indice | | | | | | | | | |
|--------|----|----|----|----|----|----|----|----|--|
| asta | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | |
| Nodo | | | | | | | | | |
| 1 | 1 | -1 | 0 | 0 | -1 | -1 | 0 | 0 | |
| 2 | 0 | 1 | -1 | -1 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | -1 | -1 | |
| 4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 5 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 6 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 7 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | |
| 8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | |
| 9 | -1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |

Trattasi dunque di una matrice molto sparsa (con parecchi elementi nulli) dove in ciascuna colonna vi sono al più soli elementi diversi non nulli (un lato non può avere che i due collegamenti alle estremità).

Nella tabella precedente si é sovrapposta relativamente ai nodi terminali un apposito retino a significare che la matrice può essere considerata partita in due, quindi possiamo sostituire alla unica \mathbf{A} di prima una matrice del tipo $\begin{matrix} \mathbf{A} \\ \text{----} \\ \mathbf{A}_n \end{matrix}$.

In quest' ottica possiamo scrivere le equazioni di moto, cioè le analoghe

delle (65) in maniera estremamente sintetica ed interessante.

Dette

- q_j le portate transitanti nel generico lato e \mathbf{q} il relativo vettore riga;
- J_j le pendenze piezometriche che si realizzano nei lati j e \mathbf{J} il relativo vettore riga;
- h_j le perdite di carico che si realizzano nei lati j e \mathbf{h} il relativo vettore riga;
- \mathbf{A}^T la trasposta della parte superiore della \mathbf{A}
- \mathbf{A}_n^T la trasposta della parte inferiore della \mathbf{A}
- \mathbf{H} le piezometriche incognite dei nodi intermedi
- \mathbf{H}_n le piezometriche note dei nodi di estremità
- \mathbf{Q} il vettore colonna le portate direttamente fuoriscenti dai nodi intermedi (nel nostro caso tutte nulle)
- \mathbf{Q}_n il vettore colonna le portate fuoriscenti dai nodi intermedi estremi, cioè quelle versate nei serbatoi.

ovviamente avremo:

$$\mathbf{h} = \mathbf{A}^T \mathbf{H} + \mathbf{A}_n^T \mathbf{H}_n \quad (70)$$

Parallelamente l'equazione di continuità (ai nodi) sarà data dalla:

$$\left| \begin{array}{c} \mathbf{q} \\ \hline \mathbf{q}_n \end{array} \right| + \left| \begin{array}{c} \mathbf{A} \\ \hline \mathbf{A}_n \end{array} \right| \mathbf{q} = 0 \quad (71)$$

E' evidente che le (70) e le (71) inquadrano completamente il problema idraulico. Problema che però come nel caso precedentemente non ha unica soluzione.

Pertanto per dimensionare il sistema di condotte é necessario ricorrere anche in questo caso ad affiancare alle equazioni del sistema fisico delle condizioni di economia, che ovviamente ora possono esprimersi con la

$$\sum (L_i c_i) + \lambda' \left(\begin{matrix} \text{---} & \text{---} \\ \mathbf{h} - \mathbf{A} & \mathbf{H} + \mathbf{A}_n \\ \text{---} & \text{---} \end{matrix} \right) + \lambda'' \left(\left| \begin{matrix} \mathbf{Q} \\ \text{---} \\ \mathbf{Q}_n \end{matrix} \right| + \left| \begin{matrix} \mathbf{A} \\ \text{---} \\ \mathbf{A}_n \end{matrix} \right| q \right) = \min \quad (72)$$

Con λ' e λ'' matrici, la prima riga, l'altra colonna contenente tanti operatori di Laplace rispettivamente quante le righe e le colonne della matrice \mathbf{A}

Eseguendo la derivazione per il generico J_i ed ponendola eguale a zero, avremo:

$$\frac{\partial c_i}{\partial J_i} = - \sum (\lambda') \quad (73)$$

Dove la sommatoria a secondo membro é estesa a tutti i lati che hano connessione con il lato i-esimo.

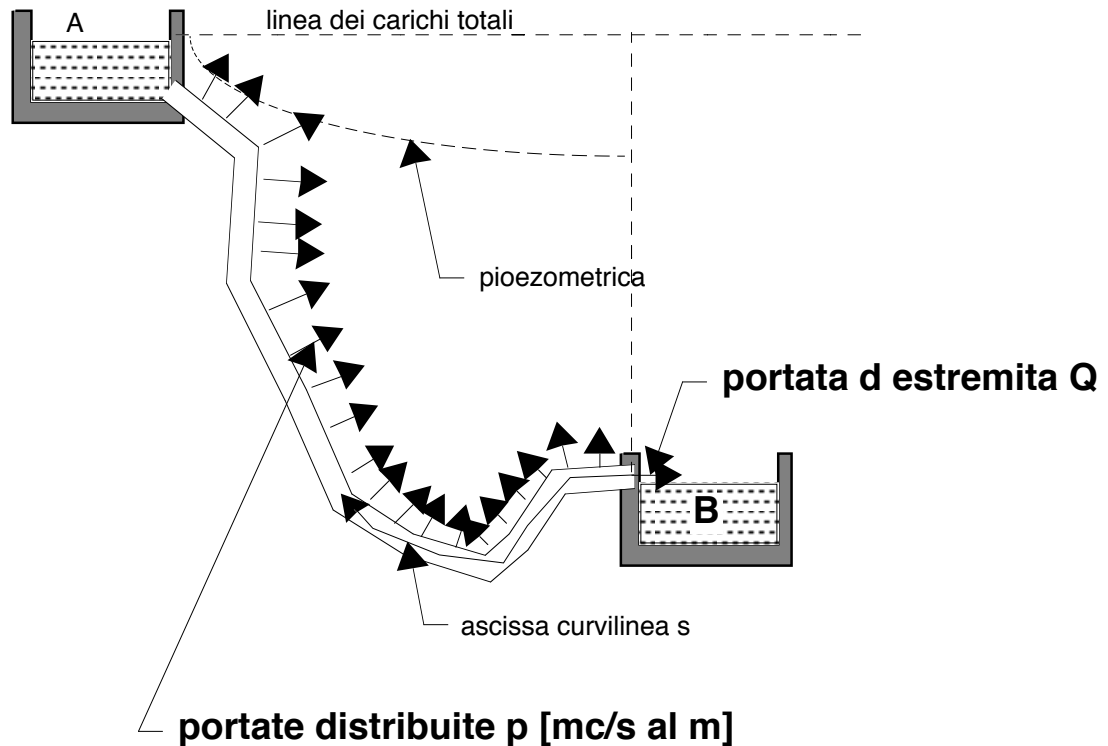
Ne segue dunque che assunto un verso, per esempio positivo nel senso del moto e negativo nel caso contrario alle $\frac{\partial c_i}{\partial J_i}$, dovrà in generale essere:

$$\sum \left(\frac{\partial c_i}{\partial J_i} \right) = 0 \quad (74)$$

Ovviamente la ((74) sarà valida anche nel caso di condotte di diramazioni estremamente conte cioè con erogazioni concentrate lungo il percorso. Infatti nella condizione di economia(73) non compaiono i moltiplicatori di Langange del tipo λ' che sono relativi alla equazione di continuità che quindi non gioca alcun ruolo sulla soluzione economica.

Il sistema, sempre in senso tradizionale, cioè senza ricorrere all' uso di calcolatori elettronici, può essere risolto per tentativi, come visto in precedenza per tentativi

Nel caso di adduttrici con distribuzione lungo il percorso non vengono di norma esaminate questioni di economia in quanto una tale soluzione è di per sé "fuori schema". Si faccia riferimento alla figura seguente.



Ricordiamo qui tuttavia la procedura di verifica, già, nota, del resto, dall'Idraulica.

Con riferimento alla figura seguente, detta:

- Y la differenza di carico piezometrico tra i due serbatoi A e B
- p la portata erogata per unità di percorso di tubazione,
- s l'ascissa curvilinea lungo la tubazione a partire da B stessa
- Q la portata da trasportare dal serbatoio A a B

avremo che la portata alla generica asissa s sarà data dalla :

$$q = p s + Q \quad (75)$$

e la perdita di carico locale alla ascissa s sarà:

$$j = b \frac{(p s + Q)^2}{d^\mu} \quad (76)$$

segue che:

$$\begin{aligned} Y &= \int_0^L j \, ds = \int_0^L b \frac{(p s + Q)^2}{d^\mu} \, ds = \frac{b}{d^\mu} \int_0^L (p s + Q)^2 \, ds = \\ &= \frac{b}{d^\mu} \int_0^L \left((p s)^2 + 2 p s Q + Q^2 \right) \, ds = \\ &= \frac{b}{d^\mu} \left(p^2 \int_0^L s^2 \, ds + 2 p Q \int_0^L s \, ds + Q^2 \int_0^L ds \right) = \\ &= \frac{b}{d^\mu} \left(\frac{p^2 L^3}{3} + p Q L^2 + Q^2 L \right) = \\ &= \frac{b L}{d^\mu} \left(\frac{p^2 L^2}{3} + p Q L + Q^2 \right) \quad (77) \end{aligned}$$

Si ponga ora $P = p L$ cioè pari all'intera portata distribuita lungo il percorso, la (77) diviene:

$$= \frac{b L}{d^\mu} \left(\frac{P^2}{3} + P Q + Q^2 \right) \quad (78)$$

Il trinomio entro parentesi può essere sostituito con buona approssimazione con in quadrato del seguente binomio⁵:

⁵ svolgendo i calcoli avremo:

$$(0,55 P + Q)^2 = ,3025 P^2 + 1,1 P Q + Q^2 \text{ pressappoco eguali alla:}$$

$$0,55 P + Q$$

pertanto la (78) diventa:

$$= \frac{b L}{d^\mu} (0,55 P + Q)^2 \quad (79)$$

cioè un' espressione formalmente analoga alla (45) pertanto si può asserire che una condotta che distribuisce lungo il percorso ha perdite di carico globali corrispondenti a quelle che avrebbe se trasportasse senza distribuire lungo il percorso una portata pari a quella di estremità aumentata di 0,55 volte la portata globalmente distribuita lungo il percorso.

Se $Q = 0$, cioè se è nulla la portata di estremità la perdita di carico è esattamente 1/3 di quella corrispondente all' intera portata distribuita, ma trasportata sino all' estremità.

Per conoscere l'andamento intermedio (cioè lungo il percorso) della piezometrica occorre ricalcolare il precedente integrale (77) dall' estremità $s=0$ all' ascissa generica s , quindi

$$\begin{aligned} Y(s) &= \int_0^s j \, ds = \frac{b}{d^\mu} \int_0^s (p s + Q)^2 \, ds = \\ &= \frac{b}{d^\mu} \left(p^2 \int_0^s s^2 \, ds + 2 p Q \int_0^s s \, ds + Q^2 \int_0^s ds \right) = \\ &= \frac{b}{d^\mu} \left(\frac{p^2 s^3}{3} + p Q s^2 + Q^2 s \right) \end{aligned} \quad (80)$$

la linea piezometrica è dunque una parabola cubica.

,3333 $P^2 + PQ + Q^2$ che compare tra parentesi nella (78)

Se $Q=0$, cioè se manca il servizio di estremità la (80) si semplifica nella:

$$j(s) = \frac{b p^2 s^3}{3 d^\mu} \quad (81)$$

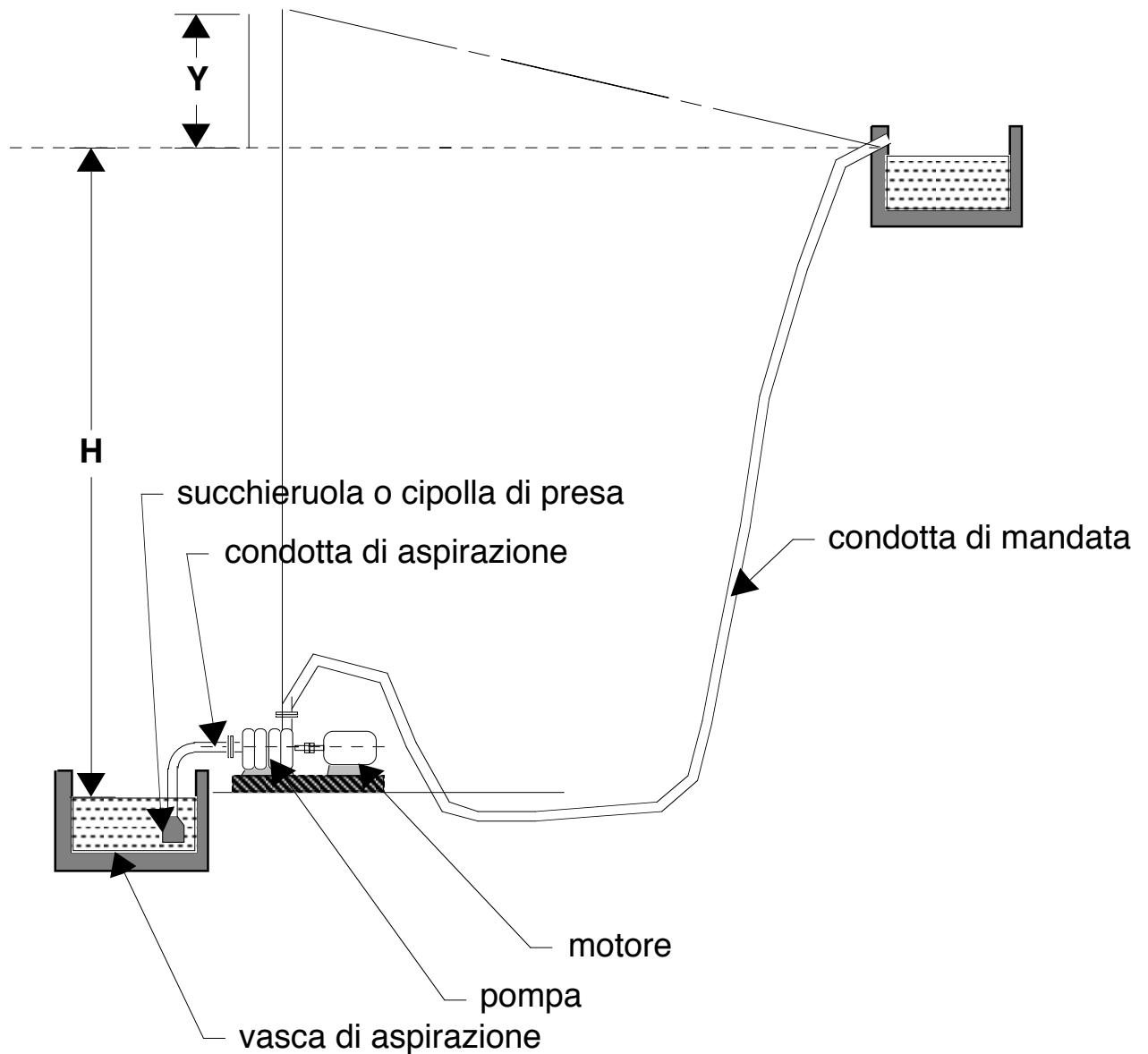
5.3.7. Condotte con sollevamento meccanico

Esaminiamo ora il caso, frequente, di condotta adduttrice con sollevamento meccanico, del tipo di quella illustrata nella figura seguente.

In questi casi vi è un interessante problema di economia:

Converrà realizzare condotte piccole (e quindi contenere le spese di impianto) e poi avere maggiori perdite di carico (e quindi spendere cifre considerevoli per la energia necessaria al sollevamento), o viceversa?

Sia H il dislivello geodetico da superare ed Y la resistenza da vincere, notoriamente pari a $J L$ (con L lunghezza della condotta e J perdita di carico distribuita).



Il sollevamento della portata Q all' altezza $H+Y$ richiederà una potenza di:

$$W = \frac{9,8 Q (H+Y)}{\eta} \quad (82)$$

espressa in Kw, con η rendimento della stazione di spinta.

Pertanto l' energia necessaria sarà:

$$E = \frac{9,8 Q (H+Y)}{\eta} T \quad (83)$$

essendo T le ore di funzionamento.

A tale energia corrisponde un costo C_f di funzionamento pari a:

$$C_f = \frac{9,8 Q (H+Y)}{\eta} T c_{Kwh} \quad (84)$$

con c_{Kwh} il costo, per acquedotti⁶, di 1 Kwh di energia.

D'altra parte il costo della condotta C_c sarà dato dalla:

$$C_c = a d^u L \quad (85)$$

Tenuto presente che gli acquedotti hanno una vita "tecnico economica" massima di 40÷50 anni la quota annua di ammortamento del costo sarà data dalla:

$$C_{c,a} = r a d^u L \quad (86)$$

dove r è un' aliquota che rappresenta, a seconda che l'Ente acquedottistico finanzi l'opera tramite un mutuo da contrarre, ad esempio con la Cassa Depositi e Prestiti, o tramite l'utilizzo di somme precedentemente accantonate, rispettivamente:

- a) la rata annuale posticipata necessaria ad estinguere, in n anni, il debito di una lira. In questo caso il valore di r va valutato con la

$$r = \frac{i (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad (87')$$

- b) la rata annuale anticipata necessaria ad estinguere, in n anni, il debito di una lira. In questo caso il valore di r va valutato con la

⁶ Il costo dell' energia elettrica é differente a seconda degli usi, delle fasce orarie e del tipo di corrente che si adopera.

Per gli acquedotti, in generale non é possibile utilizzare le fasce orarie economicamente più convenienti cioè le notturne (occorrerebbero dei serbatoi grandi) però se la centrale di sollevamento non é di piccolissima potenza é in generale conveniente apprivigionare l'energia elettrica (trifase) non a bassa tensione (220 od a 380 Volt) ma in media tensione (M.T.) realizzando in proprio la trasformazione. In tal caso il costo del Kwh é minore.

$$r = \frac{i (1+i)^{n-1}}{(1+i)^n - 1} \quad (87'')$$

- c) la somma annua posticipata da accantonare necessaria a costituire in n anni, il capitale di una lira. In questo caso il valore di r va valutato con la

$$r = \frac{i}{(1+i)^n - 1} \quad (88')$$

- d) la somma annua anticipata da accantonare necessaria a costituire in n anni, il capitale di una lira. In questo caso il valore di r va valutato con la

$$r = \frac{i (1+i)^{n-1}}{(1+i)^n - 1} \quad (88'')$$

Dove i é il tasso d'interesse richiesto dall' istituto di credito (o corrisposto nel caso di accantonamento, sulle somme depositate)

E' da rilevare che date le varie incertezze di progettazione irrilevante l'uso della (87') o della (87'') e della (88') o (88'') cioè se le quote o le rate siano anticipate o posticipate (cioè versate od accantonate all' inizio o alla fine di ciascun anno finanziario).

Si rileva ancora che il più delle volte la forma di finanziamento cui gli Enti acquedottistici fanno ricorso è quella del mutuo ed in tal caso è lecito per una vita economica dell' ordine sopra indicato, semplificare le (87) nella

$$r = i \quad (89)$$

Dalle tabelle che seguono é evidente l'asserto.

| | | | | | | | | | | | | |
|----|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--|
| n= | 20 | | | | | | | | | | | |
| i | 5% | 6% | 7% | 8% | 9% | 10% | 12% | 14% | 16% | 18% | 20% | |
| r | 8,02% | 8,72% | 9,44% | 10,19% | 10,95% | 11,75% | 13,39% | 15,10% | 16,87% | 18,68% | 20,54% | |
| | | | | | | | | | | | | |
| n= | 30 | | | | | | | | | | | |
| i | 5% | 6% | 7% | 8% | 9% | 10% | 12% | 14% | 16% | 18% | 20% | |
| r | 6,51% | 7,26% | 8,06% | 8,88% | 9,73% | 10,61% | 12,41% | 14,28% | 16,19% | 18,13% | 20,08% | |
| | | | | | | | | | | | | |
| n= | 40 | | | | | | | | | | | |
| i | 5% | 6% | 7% | 8% | 9% | 10% | 12% | 14% | 16% | 18% | 20% | |
| r | 5,83% | 6,65% | 7,50% | 8,39% | 9,30% | 10,23% | 12,13% | 14,07% | 16,04% | 18,02% | 20,01% | |

Ciò premesso il costo da minimizzare sarà dunque dato dalla:

$$C_{\min} = C_f + C_{c,a} = \frac{9,8 Q (H+Y)}{\eta} T c_{Kwh} + r a d^u L \quad (90)$$

Si sostituisca nella precedente ad Y l'espressione della perdita di carico secondo Darcy-Contessini, avremo:

$$C_{\min} = \frac{9,8 Q (H+b \frac{Q^\alpha}{\mu}) L}{\eta d} T c_{Kwh} + r a d^u L \quad (91)$$

Eseguendo la derivata rispetto a d ed eguagliandola a zero avremo:

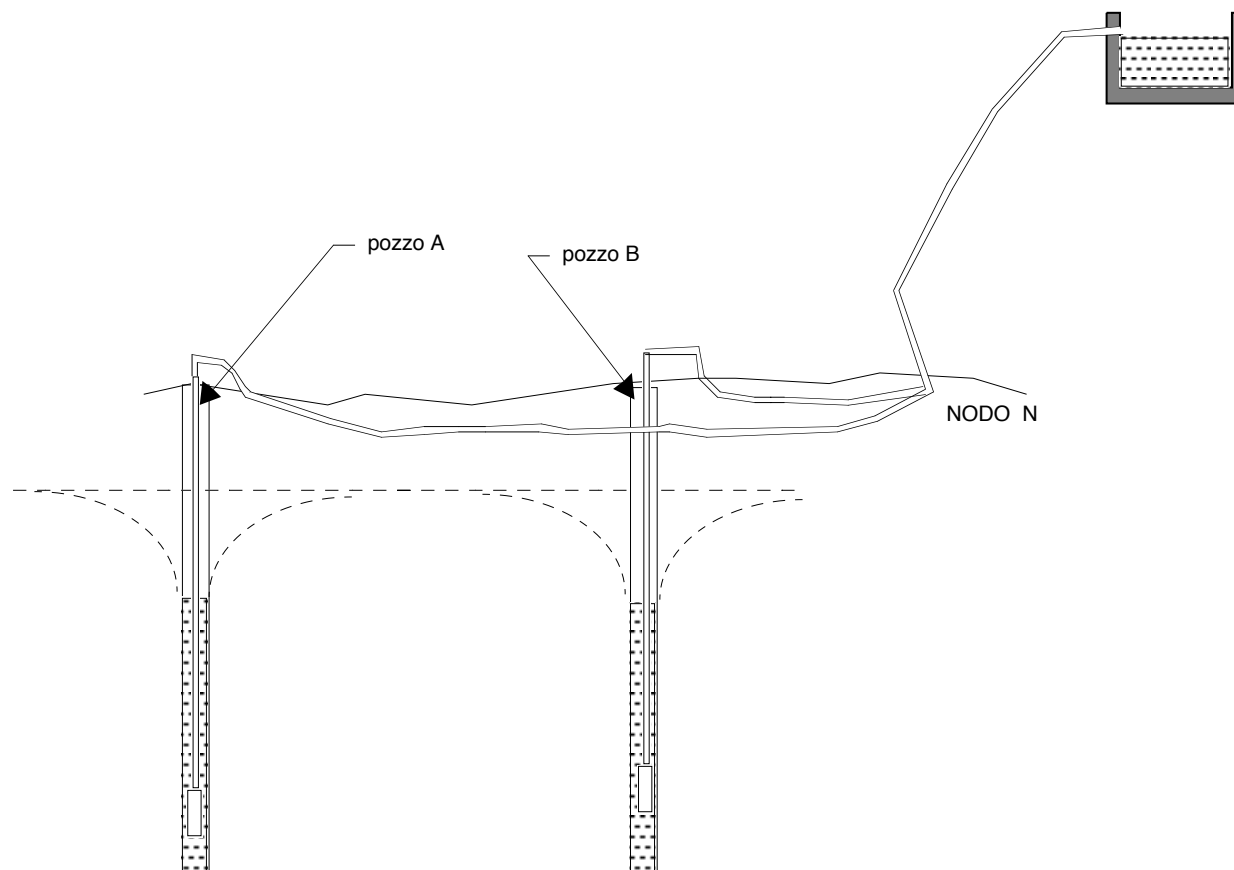
$$-\frac{9,8 b Q^{\alpha-1} c_{Kwh} T}{\eta} \mu d^{\mu+1} + r a v d^{(v-1)} = 0 \quad (92)$$

che esplicitata in d, risolve il problema postoci.

$$d = \left(\frac{9,8 b Q^{\alpha-1} c_{Kwh} T}{\eta r a v} \mu \right)^{\frac{1}{\mu+v}} \quad (93)$$

5.3.8 Impianto di sollevamento con diramazioni

E' frequente sebbene non del tutto accettabile il caso che acqua captata da vari pozzi venga spinta da pompe sommerse dapprima in condotte singole che poi si riuniscono in un' unica condotta che le convoglia al serbatoio lo schema sarà quello della figura seguente



Anche in questo caso si pone un problema di minimo del tutto analogo a quello visto in precedenza .

Il costo del sollevamento sarà ora dato dalla:

$$C_{\text{soll}} = \frac{9,8 C_{\text{Kwh}}}{\eta} \sum_{i=1}^M q_i (h_i + Y_i) T_i \quad (94)$$

dove:

q_i è la portata dell' i-esimo pozzo

$h_i + Y_i$ è il dislivello dal quale viene sollevata l' acqua dall ' i-esimo pozzo

T_i sono le ore di funzionamento dell ' i-esimo pozzo .

Il costo delle condotte ricondotte a quote annuale è per quanto già visto, dato dalla:

$$C_{a,cond} = r \sum_{j=1}^M a_j L_j D_j^{v_j} \quad (95)$$

dove:

a_j i coefficienti della (40) per il j-esimo tratto

v_j gli esponenti della (40) per il j-esimo tratto

L_j le lunghezze del j-esimo tratto

e

D_j i diametri del j-esimo tratto.

Quindi la quantità da minimizzare sarà, il costo totale annuo espresso dalla:

$$C_{min} = C_{a,cond} + C_{soll} = r \sum_{j=1}^M a_j L_j D_j^{v_j} + \frac{9,8 c_{Kwh}}{\eta} \sum_{i=1}^M q_i (h_i + Y_i) T_i \quad (96)$$

Se eseguiamo ora il bilancio incognite equazioni constatiamo che le prime sono in numero di N cioè gli N diametri dei vari tratti per ciascuno dei quali varrà la:

$$Y_k - Y_l = y_j = J_k L_j = \beta_j L_j \frac{Q_j^{\alpha_j}}{D_j^{\mu_j}} \quad (97)$$

dove k ed l sono i nodi a monte ed a valle di ciascun lato j più le Y_k e le Y_l le quote piezometriche dei detti nodi

Si perviene al pareggio aggiungendo alle N equazioni (97) le M, equazioni di economia che si ottengono dalle (96) eguagliandone a zero le derivate

rispetto alla generica piezometrica Y_i .

$$\frac{C_{\min}}{Y_i} = 0$$

Tenuto conto che dalla (97) possiamo esplicitare la D come segue:

$$D_j = \left(\beta_j L_j \frac{Q_j^{\alpha_j}}{Y_k - Y_l} \right)^{\frac{1}{\mu_j}} \quad (97)$$

e che dunque la (96) diventa

$$C_{\min} = r \sum_{j=1}^M a_j L_j \left(\beta_j L_j \frac{Q_j^{\alpha_j}}{Y_k - Y_l} \right)^{\frac{1}{\mu_j}} + \frac{9,8 c_{Kwh}}{\eta} \sum_{i=1}^M q_i (h_i + Y_i) T_i \quad (96)$$

Per il generico pozzo avremo:

$$r a_j \frac{v}{\mu} \beta_j^{\frac{v}{\mu}} \frac{q_j^{\frac{2v}{\mu}} L_j^{\frac{v}{\mu} + 1}}{y_j^{\frac{v}{\mu} + 1}} + \frac{9,8 c_{Kwh}}{\eta} q_i T_i = 0 \quad (99)$$

ripetendo tale operazione per i vari indici j e sostituendo alla fine avremo la soluzione del problema

6 I SERBATOI e LE OPERE DI STOCCAGGIO

I serbatoi sono dei depositi dove viene accumulata l'acqua nei periodi in cui la sua produzione⁷ supera il fabbisogno e dai quali viene prelevata quando il rapporto produzione/consumo si ribalta.

Più specificatamente, dal punto di vista dello scopo, possiamo distinguere i serbatoi in:

- serbatoio di compenso;
- serbatoi di riserva;
- serbatoi antincendi.

Ovviamente ad un serbatoio possono essere assegnati od uno solo o, più sovente, più di uno degli scopi sopra indicati.

Ovviamente a seconda dei casi sarà diverso il dimensionamento volumetrico (o dimensionamento idraulico).

Oltre che dal punto di vista del dimensionamento idraulico, i serbatoi vengono distinti a seconda del rapporto tra gli stessi e la superficie topografica in :

- a) serbatoi a cielo aperto,
- b) serbatoi a cielo chiuso.

I primi, una volta erano praticamente inesistenti in campo acquedottistico, oggi invece sono sempre più frequenti e lo saranno tanto di più quanto più frequente sarà il ricorso ad approvvigionamento da acque superficiali. Sono invece tipici dei serbatoi per impianti idroelettrici; per irrigazioni ecc...

Tra essi distinguiamo in :

- serbatoi semi naturali realizzati sbarrando con una diga una vallata esistente:
- serbatoi artificiali, realizzati costruendo vasche tramite

⁷ Termine inteso nella sua accezione più generale;

escavazione delle stesse o sopraelevazione di pareti

I secondi, cioè quelli a cielo chiuso, sono i più diffusi nel campo acquedottistico e si suddividono in:

- serbatoi interrati
- serbatoi seminterrati;
- serbatoi pensili (o sopraelevati);

I primi sono costruzioni completamente sotterranee, sovente costruite a cielo aperto e poi rinterrati, altre volte costruiti in galleria.

Sono realizzazioni costose alle quali si ricorre quando non è possibile una soluzione seminterrata, in genere per questioni morfologiche o paesagistiche.

Tralasciando di parlare delle vecchie cisterne, alcune di epoca romana tuttora in esercizio, è il caso di citare un esempio recente: il serbatoio Petrizzi sull'acquedotto dello Jato, a servizio della città di Palermo, realizzato nei primi anni '80 tramite 5 gallerie.

I serbatoi seminterrati sono quelli di più frequente realizzazione che si fondano su di un modesto sbancamento che poi viene di norma colmato dalla struttura del serbatoio sulla quale sarà poi posto un modesto strato di terreno con compiti sia paesagistici, ma soprattutto di isolamento termico.

I serbatoi pensili sono serbatoi la cui camera per lo stoccaggio dell'acqua è posta diversi metri sopra la superficie orografica locale ed è retta da un sistema di muratura, di pilasti, di pile o di setti a seconda dello aspetto architettonico che si intende dare alla struttura

Sono ovviamente i più costosi e possono essere realizzati solo per volumi relativamente modesti.

Ed essi si ricorre quando l'orografia locale non mette a disposizione, cioè nella vicinanze della zona da servire, idonee colline sulle quali realizzare serbatoi seminterrati.

Sempre dal punto di vista, possiamo distinguere i serbatoi anche tenendo conto del tipo di materiali con i quali andiamo a realizzarli, avremo:

- serbatoi in muratura;
- serbatoi in calcestruzzo armato
- serbatoi in c.a.p. in opera
- serbatoi in c.a.p. parzialmente prefabbricati;
- serbatoi in acciaio

6.1. I serbatoi acquedottistici - generalità

Sono depositi dove viene accumulata l'acqua nei periodi in cui la sua produzione (intesa nella accezione più generale) supera il fabbisogno e dal quale viene prelevata quando si ribalta il rapporto produzione/fabbisogno.

Si definisce periodo di compenso o caratteristico di un serbatoio il più piccolo degli intervalli di tempo per il quale si verifica la

$$\int_{t_1}^{t_2} q_e dt = \int_{t_1}^{t_2} q_u dt \quad (100)$$

e nello stesso periodo si abbia uno svasso ed un invaso completo della sua capacità utile, definendo con quest'ultimo termine il volume di acqua che può essere immagazzinato tra la quota di minimo invaso (che è la più piccola delle quote possibili per le quali si abbia ancora condotta di uscita in pressione) e la minima quota di intervento dello scarico di troppo pieno.

In funzione del suddetto periodo possiamo avere serbatoi a compenso:

- giornaliero,
- settimanale,
- mensile,
- stagionale,
- annuale.

In genere per gli acquedotti il periodo di compenso (ciclo caratteristico) é giornaliero o settimanale, ma non sono esclusi altri periodi.

E' bene però precisare subito che i serbatoi con compensi mensili stagionali od annuali richiedono di norma capacità talmente elevate (milioni di metri cubi) che diventano dei veri e propri laghi artificiali, realizzabili sbarrando, mediante dighe dei corsi d'acqua naturali.

Più sovente, invece, i serbatoi per acquedotti sono delle vasche, di capacità utile di qualche migliaio di mc, che possono essere contenuto in appositi edifici.

Oltre al suddetto scopo di compenso (giornaliero o settimanale) i serbatoi assolvono anche al compito di riserva, cioè di accumulare una certa quantità d'acqua, oltre quella strettamente necessaria al compenso, da utilizzarsi in casi di emergenza, come la momentanea produzione di acqua o la maggiore richiesta dovuta alla messa in funzione degli idranti.

Un' altra classificazione che non si basa sul ciclo caratteristico é funzione di elementi costruttivi quali la posizione dello stesso rispetto al piano di campagna.

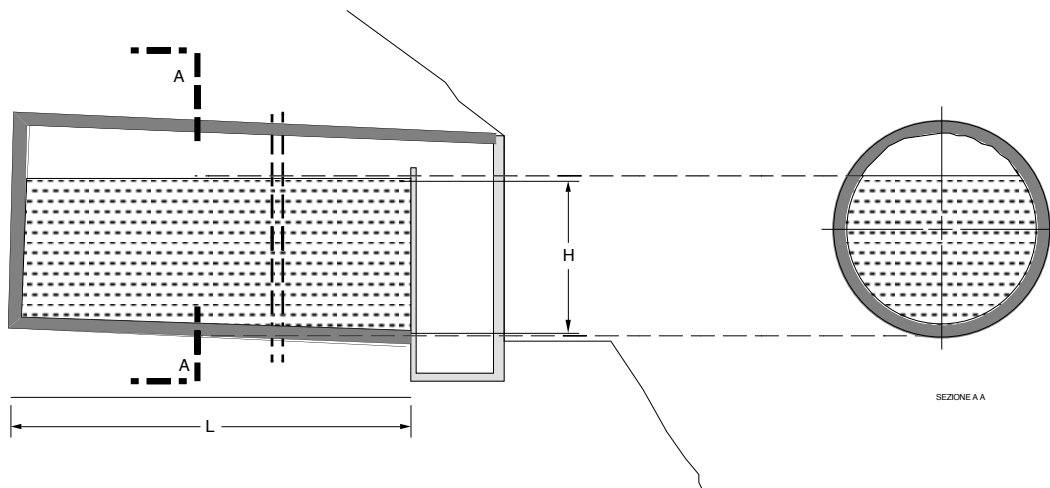
Da questo punto di vista, come detto, si classificano in:

- serbatoi interrati;
- serbatoi seminterrati,
- serbatoi pensili

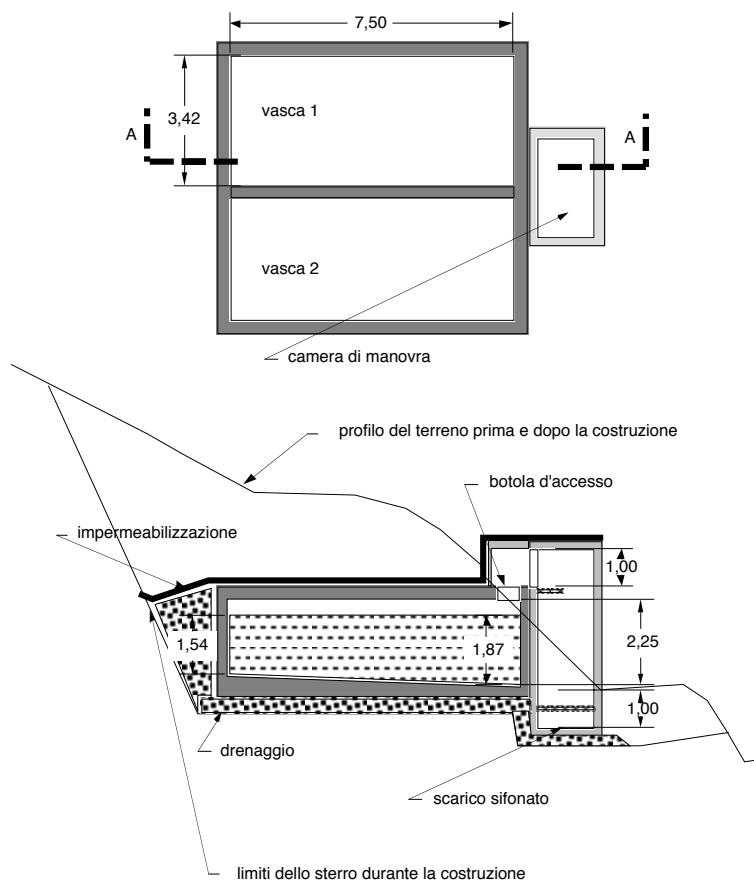
I primi ed i secondi sono caratterizzati dall'aver la base dei serbatoi poggianti direttamente sul terreno, mentre nei serbatoi pensili la camera dell'acqua é a diversi metri (a volte decine) da piano di campagna.

La differenza tra i serbatoi interrati o quelli seminterrati non é netta.

In generale i primi sono realizzati integralmente nel sottosuolo (a volte tramite gallerie) e quindi con modeste o nulle alterazioni del soprassuolo



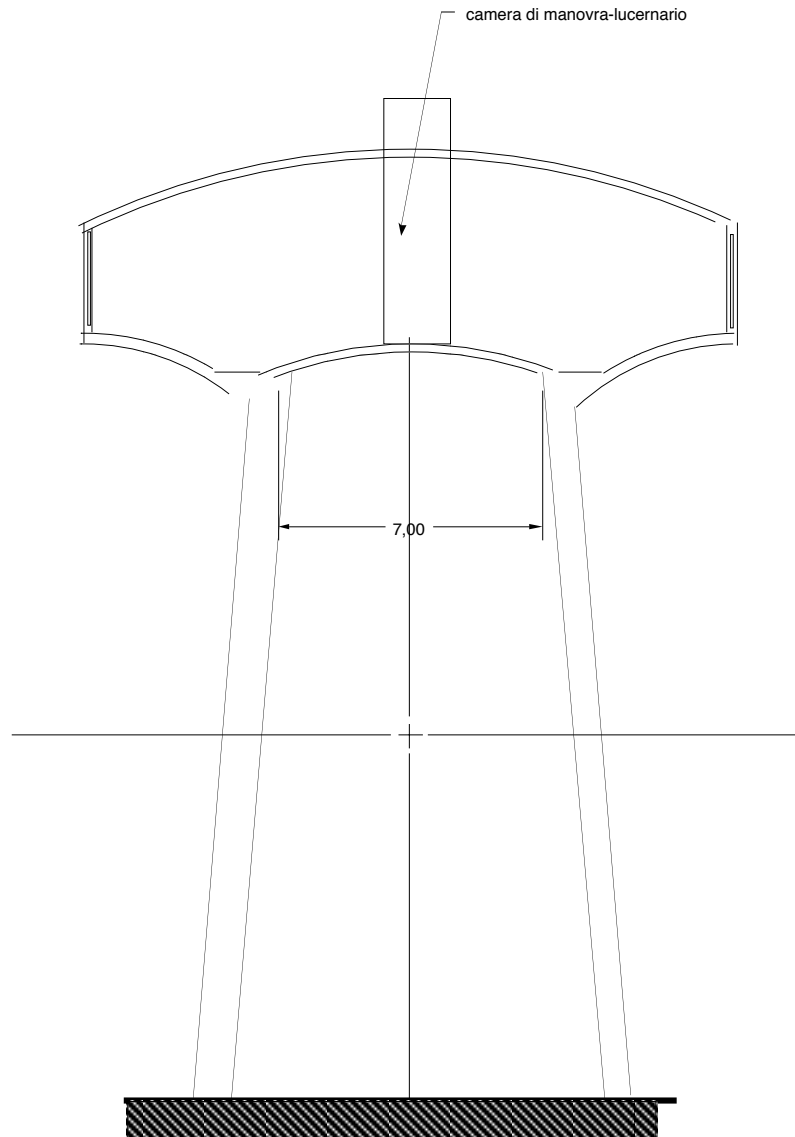
I secondi sono realizzati in genere a "mezza costa" ripristinando poi secondo certe regole il terreno sopra la copertura del serbatoio.



La tendenza a realizzare i serbatoi quando è possibile interrati o seminterrati è legata alla necessità di proteggere l'acqua dalle escursioni termiche dell' ambiente esterno, è infatti noto che le escursioni termiche del terreno sono strettamente più contenute.

Per lo stesso motivo i serbatoi seminterrati vengono o coperti con rilevati artificiali di terra oppure viene realizzata una intercapedine tra la camera d'acqua e la copertura più esterna.

Stesso accorgimento della intercapedine e utilizzato per i serbatoi pensili.



A questi ultimi si ricorre quando si desidera realizzare una alimentazione della rete idrica a gravità e non esistono nella zona rilievi topografici tali da consentire la realizzazione di serbatoi di altro tipo.

Ovviamente i serbatoi pensili sono molto più costosi.

La figura che precede illustra uno schema classico di serbatoio pensile (schema Intze).

6.2 Dimensionamento volumetrico

Si è già accennato che a seconda del periodo caratteristico si possono avere serbatoi a compenso giornaliero, settimana

Maggiore è il tempo caratteristico, maggiore è in generale il volume che deve avere il serbatoio.

Il volume minimo da dare ad un serbatoio affinché nel periodo caratteristico t_0, t^* si abbia compenso è dato dalla somma

$$W = |W_1| + |W_2| \quad (102)$$

dove W_i è definito dai massimi valori positivi e negativi dell'integrale

$$W_i = \int_{t_0}^{t^*} (q_e - q_u) dt \quad (103)$$

al variare di t nell'intervallo t_0, t^*

E' dunque evidente come, limitatamente alla sola funzione di compensazione, il volume da assegnare al serbatoio sia funzione delle leggi temporali delle portate entranti e uscenti :

$$q_e = q_e(t) \quad (104')$$

$$q_u = q_u(t) \quad (4'')$$

Prima di analizzare le precedenti (104) e quindi di studiare come ottenere gli addendi del secondo membro della (102) precisiamo che la (103) è l'equazione, in forma integrale, di continuità del serbatoio.

Esprime cioè la quantità d'acqua che in un serbatoio si accumula o si svasa nell'intervallo di tempo t_0, t^*

Più frequentemente della (3) si adotta l'espressione differenziale

$$\frac{dW}{dt} = q_e - q_u \quad (105)$$

detta appunto equazione di continuità dei serbatoi od anche equazione dei serbatoi.

La (103) si risolve in generale graficamente.

Se ci poniamo nel caso più semplice di $q_e(t)$ e $q_u(t)$ costanti avremo ovviamente l'assenza di qualunque periodo caratteristico e necessariamente

$$q_e(t) = q_u(t) = \text{costante}$$

altrimenti se :

$$q_e(t) > q_u(t)$$

avremo un accumulo sempre crescente di acqua e quindi necessiterebbe un serbatoio infinitamente grande per accumulare istante per istante la portata $q_e(t) - q_u(t)$. Quantitativo che poi non verrebbe mai utilizzato.

Viceversa quando $q_e(t) < q_u(t)$ sarebbe necessario ancora un serbatoio infinitamente grande per poter, istante per istante, integrare con $(q_u(t) - q_e(t))$ la portata in arrivo.

Più frequentemente però la $q_u(t)$ è funzione piuttosto variabile del tempo (la $q_e(t)$ spesso ha un carattere costante)

6.3. Variabilità della portata uscente

In particolare la $q_u(t)$ dipende dalla richiesta idrica del centro da servire che varia da istante ad istante, da giorno a giorno, da mese a mese

Si ammette in generale, ed in prima approssimazione che non vari da anno ad anno

La dipendenza della richiesta idrica è varia, si possono individuare tuttavia

quali siano le variabili indipendenti principali:

- la popolazione,
- la temperatura,
- la lavoratività della giornate,
- la contemporaneità d' uso

Si tenda a quantizzare le variazioni tramite dei coefficienti moltiplicativi [α , β , δ , ζ] da applicare al valore medio del periodo di tempo gerarchicamente superiore nella scaletta: anno, mese, settimana, giorno, ora, punta

Di norma la portata media $\bar{Q}_{m,i}$ del mese i-esimo é dunque data dalla

$$\bar{Q}_{m,i} = \alpha_i \bar{Q}_a$$

dove, ovviamente:

α_i é il coefficiente moltiplicativo del mesi i-esimo

\bar{Q}_a é la portata media annua

I valori di α_i valutati sulla base di centri tipo si trovano in vari testi e manuali.

Il Ruggiero, ad esempio, dà i valori riportati nella tabella che segue e che tutt'oggi possiamo ritenere validi per una media città che non abbia particolari migrazioni stagionali di popolazione.

La presenza di migrazioni stagionali può influire moltissimo sui valori di $Q_{u,i}$ quindi α_i

Ad esempio in stazioni balneari con forti migrazioni turistiche si presentano nei mesi estivi valori di α_i notevolmente superiori a quelli prima indicati

Le stazioni sciistiche ed in generale quelle di montagna, con migrazioni turistiche nei mesi invernali ed in quelli estivi possono presentare due massimi .

Esistono poi casi particolari di città con forte popolazione migratoria di

universitari che presentano il massimo di richiesta idrica in corrispondenza del periodo degli esami, o di città soggette ad importanti emigrazioni estivo che possono non presentano il massimo estivo, ecc.

Non esistono sostanziali variazioni sistematiche, in ciascun mese, della portata media settimanale se non che quelle dipendenti dalla temperatura e dal movimento migratorio, già esaminate per le variazioni mensili, pertanto potremo ammettere:

$$\bar{Q}_{s,i} = \bar{Q}_{m,i}$$

Esistono invece, e sono in genere sistematiche le variazioni da giorno a giorno della settimana.

Di norma i consumi del sabato e della domenica sono differenti da quelli degli altri giorni vuoi:

- a) per la diversa richiesta per usi igienici della popolazione;
- b) per le differenti richiesta di eventuali consumi industriali (tra questi anche gli impianti di condizionamento degli uffici).

Variazioni analoghe si riscontrano quando si verificano festività infrasettimanali ed i relativi "ponti".

Pur potendo, ovviamente ancora esprimere la portata media giornaliera $\bar{Q}_{g,j}$ in funzione della portata media della settimana tramite una formula del tipo:

$$\bar{Q}_{g,j} = \beta_j \bar{Q}_{s,i}$$

dove:

- j è l' indice del giorno della settimana,
- β_j il coefficiente moltiplicativo,
- $\bar{Q}_{s,i}$ è la portata media di una settimana dell' i -esimo mese,

tuttavia tale applicazione è estremamente rara oltre che a causa della impossibilità

di dare dei valori di β_j standardizzati anche per il modesto interesse pratico.

Molto importanti sono, invece le variazioni dei consumi e quindi di richiesta idrica, nelle varie ore della giornata, in generale funzione delle abitudini degli abitanti e della contemporaneità d'uso

Infatti si hanno consumi notturni minimi e massimi al mattino (ora dei lavaggi personali), dalle 12 alle 15 (preparazione dei pasti e lavaggio della casa, delle stoviglie, ecc...), e verso le ore 20 dovuto al lavaggio delle stoviglie della cena, nonché alle pulizie personali.

Si può ancora in generale calcolare le portata media oraria tramite la:

$$\bar{Q}_{o,k} = \delta_k \bar{Q}_{g,j}$$

con ovvio significato dei simboli.

I valori di δ_k sono pressoché standardizzati, ma presentano punte maggiori nei centri piccoli.

La tabella che segue riporta i valori di α_i e di δ_k , questi ultimi sono relativi ad una grande città.

| variazioni mensili medie | | variazioni giornaliere medie in una città media | | | | | |
|--------------------------|-----------|---|------|-----------|-------|------|-----------|
| valori di | | dall' | all' | valore di | dall' | all' | valore di |
| α | mese | ora | ora | δ | ora | ora | δ |
| 0,7 | gennaio | 0 | 1 | 0,62 | 12 | 13 | 1,375 |
| 0,7 | febbraio | 1 | 2 | 0,55 | 13 | 14 | 1,337 |
| 0,9 | marzo | 2 | 3 | 0,52 | 14 | 15 | 1,25 |
| 0,9 | aprile | 3 | 4 | 0,54 | 15 | 16 | 1,225 |
| 1,1 | maggio | 4 | 5 | 0,54 | 16 | 17 | 1,21 |
| 1,25 | giugno | 5 | 6 | 0,62 | 17 | 18 | 1,21 |
| 1,3 | luglio | 6 | 7 | 0,85 | 18 | 19 | 1,225 |
| 1,3 | agosto | 7 | 8 | 1,075 | 19 | 20 | 1,25 |
| 1,25 | settembre | 8 | 9 | 1,225 | 20 | 21 | 1,075 |
| 1,1 | ottobre | 9 | 10 | 1,225 | 21 | 22 | 0,9 |
| 0,8 | novembre | 10 | 11 | 1,225 | 22 | 23 | 0,825 |
| 0,7 | dicembre | 11 | 12 | 1,375 | 23 | 24 | 0,753 |

Il valore massimo di δ_k per piccole città arriva ad $1,5 \div 1,6$ ed $1,4 \div 1,5$ per città medie.

Anche la portata oraria è però una portata media, in quanto si verificano, da istante ad istante, differenti richieste d'acqua; non è però possibile, a causa della grande variabilità senza regole, dare leggi del tipo delle (7), (8) e (10) per intervalli di tempi inferiori all'ora.

Del resto l'unico interesse pratico è quello di conoscere il valore della massima portata Q_{\max} che in generale si verificherà durante l'ora di massimo consumo orario.

Si ammette in generale che:

$$Q_{\max} = 1,1 \bar{Q}_{o,\max}$$

dove

$\bar{Q}_{o,\max}$ è portata media dell'ora di massimo consumo, che a sua volta, assumendo per δ_k il massimo di quelli precedentemente tabulati, sarà dato dalla

$$\bar{Q}_{o,\max} = 1,375 \bar{Q}_{g,\max}$$

dove

$\bar{Q}_{g,\max}$ è portata media del giorno di massimo consumo, che a sua volta, assumendo per β il massimo 1,2 sarà dato dalla

$$\bar{Q}_{g,\max} = 1,2 \bar{Q}_{m,\max}$$

dove

$\bar{Q}_{m,\max}$ è portata media del mese di massimo consumo, che a sua volta, assumendo per α_k il massimo di quelli precedentemente tabulati, sarà dato dalla

$$\bar{Q}_m = 1,3 \bar{Q}_a$$

Quindi potremo ricondurre la funzione $q_u = q_u(t)$ alla funzione:

$$q_u(t) = \alpha_i \beta_j \delta_k \zeta_l \bar{Q}_a$$

dove α_i , β_j , δ_k e ζ_l sono funzioni temporali che esprimono la dipendenza dal mese, dal giorno, dall'ora, e dall'istante (nell'ora).

Ponendo, per i detti coefficienti, i minimi valori massimi per una città media, cioè :

$$\max \{ \alpha_i \} = \frac{\text{portata media mese di massimo consumo}}{\text{portata media annua}} = 1,3$$

$$\max \{ \beta_j \} = \frac{\text{portata media giorno di massimo consumo}}{\text{portata media mese di massimo consumo}} = 1,2$$

$$\max \{ \delta_k \} = \frac{\text{portata media ora di massimo consumo}}{\text{portata media giorno di massimo consumo}} = 1,4$$

$$\max \{ \zeta_l \} = \frac{\text{portata istantanea}}{\text{portata media ora di massimo consumo}} = 1,1$$

segue che la portata di punta Q_{\max} sarà data dalla:

$$Q_{\max} = 1,3 \cdot 1,2 \cdot 1,4 \cdot 1,1 \cdot \bar{Q}_a = 2,4 \bar{Q}_a$$

Per centri minori il coefficiente moltiplicatore della \bar{Q}_a può giungere sino a 2,7÷2,9

6.4 Variabilità della portata entrante

Le variazioni nelle portate entranti nei serbatoi possono essere dovute a:

- a) limitazioni superiori nelle erogazioni dell'acqua da parte delle fonti di approvvigionamento;
- b) manovre di gestione.

Nel primo caso la $q_e = q_e(t)$ sarà data dalla omonima legge relativa alla fonte di approvvigionamento.

Nel secondo caso la legge è stabilita dall'uomo in funzione della capacità

del serbatoio e della $q_u = q_u(t)$ oltre che dalle disponibilità idriche della o delle fonti di approvvigionamento.

In un successivo sottoparagrafo vedremo come é possibile una tale gestione della legge $q_u = q_u(t)$.

6.5. Il volume di compenso

Si è già detto che la (103) va risolta graficamente.

Occorre conoscere quindi la funzione (104) e realizzare un grafico che abbia in ascisse i tempi ed in ordinate i volumi (in particolare come integrali della portata nel tempo) sul quale riportare separatamente (e possibilmente con due grafie diverse):

a) la curva relativa alle portate entranti

$$w_1(t) = \int_{t_1}^t q_e dt$$

b) la curva relativa alle portate uscenti

$$w_2(t) = \int_{t_1}^t q_u dt$$

Gli estremi di integrazione, o meglio l'intervallo tra questi estremi, dovrà essere almeno pari o superiore al periodo di compenso.

Quest'ultimo può essere l'incognita del problema postoci (dimensionamento volumetrico) ed in tal caso per determinarlo occorrerà procedere nella costruzione che segue appunto per intervalli sufficientemente lunghi (a meno che l'esperienza del progettista non sia tale da individuare il periodo di compenso necessario in maniera sintetica da verificare successivamente) oppure potremmo stabilirlo in sede di predimensionamento sulla base delle esigenze e delle disponibilità di sito per realizzare il serbatoio.

In generale i serbatoi acquedottistici sono a compenso giornaliero.

Stante tale ipotesi dovremo essere in grado di addurre al serbatoio la portata media del giorno di massimo consumo.

Fissiamo le idee su un centro di 20'000 abitanti, avremo la seguente situazione:

| | | | |
|---------------------------------------|-------|--------|----------|
| popolazione | | 20.000 | |
| dotazione | | 250 | [l/s*ab] |
| portata media annua | | 57,87 | [l/s] |
| portata media mese di massimo consumo | | 75,23 | [l/s] |
| portate media giornaliera | [l/s] | 97,80 | [l/s] |
| | | | |

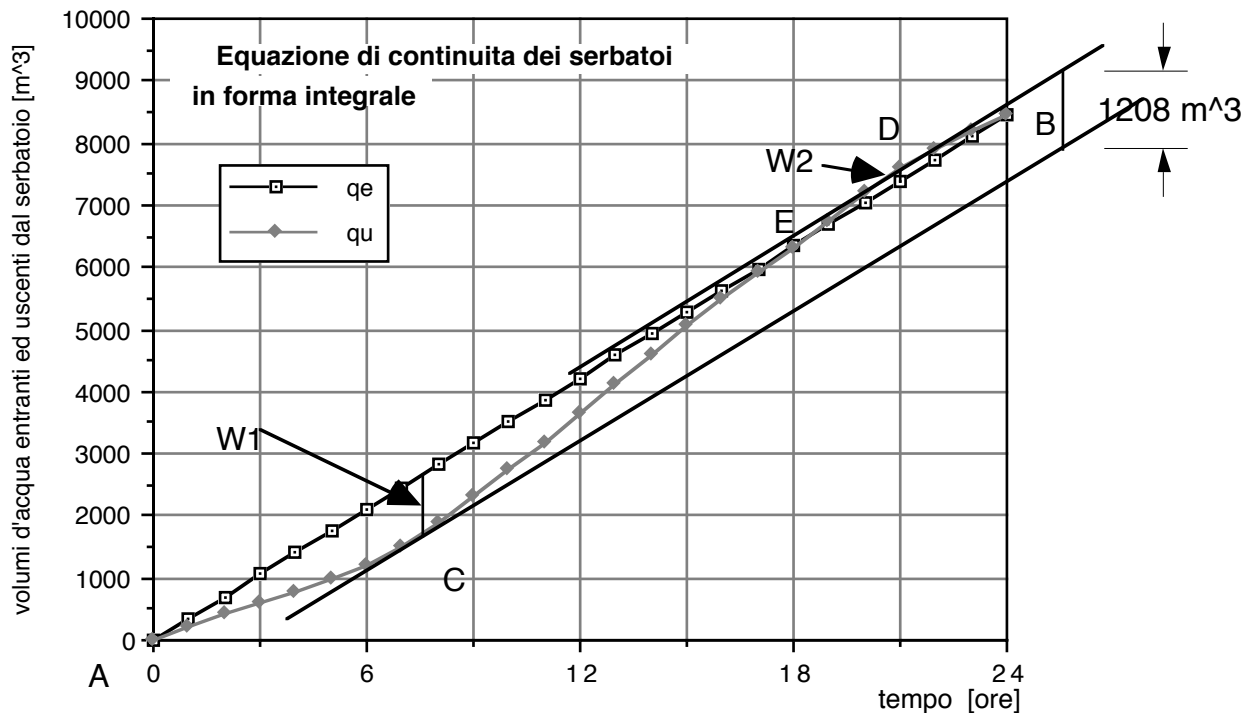
La legge delle portate uscente sarà quella qui di seguito tabulata, e calcolata come visto in precedenza.

| variazioni giornaliere medie in una città di 20000 abitanti | | | | | | | | |
|---|----------|--------------------|---------------|--|-----------|----------|--------------------|---------------|
| dall' ora | all' ora | valore di δ | portate [l/s] | | dall' ora | all' ora | valore di δ | portate [l/s] |
| 0 | 1 | 0,62 | 60,64 | | 12 | 13 | 1,375 | 134,48 |
| 1 | 2 | 0,55 | 53,79 | | 13 | 14 | 1,337 | 130,76 |
| 2 | 3 | 0,52 | 50,86 | | 14 | 15 | 1,25 | 122,25 |
| 3 | 4 | 0,54 | 52,81 | | 15 | 16 | 1,225 | 119,81 |
| 4 | 5 | 0,54 | 52,81 | | 16 | 17 | 1,21 | 118,34 |
| 5 | 6 | 0,62 | 60,64 | | 17 | 18 | 1,21 | 118,34 |
| 6 | 7 | 0,85 | 83,13 | | 18 | 19 | 1,225 | 119,81 |
| 7 | 8 | 1,075 | 105,14 | | 19 | 20 | 1,25 | 122,25 |
| 8 | 9 | 1,225 | 119,81 | | 20 | 21 | 1,075 | 105,14 |
| 9 | 10 | 1,225 | 119,81 | | 21 | 22 | 0,9 | 88,02 |
| 10 | 11 | 1,225 | 119,81 | | 22 | 23 | 0,825 | 80,69 |
| 11 | 12 | 1,375 | 134,48 | | 23 | 24 | 0,753 | 73,64 |

La tabella che segue riporta le curve integrali (a step di un ora) delle $q_e = q_e(t)$ e della $q_u = q_u(t)$.

| | coefficienti | volumi | |
|-----|--------------|-------------------|-------------------|
| ora | δ | entranti | uscenti |
| | | [m ³] | [m ³] |
| 0 | | 0 | 0 |
| 1 | 0,62 | 352 | 218 |
| 2 | 0,55 | 704 | 412 |
| 3 | 0,52 | 1.056 | 595 |
| 4 | 0,54 | 1.408 | 785 |
| 5 | 0,54 | 1.760 | 975 |
| 6 | 0,62 | 2.113 | 1.194 |
| 7 | 0,85 | 2.465 | 1.493 |
| 8 | 1,075 | 2.817 | 1.871 |
| 9 | 1,225 | 3.169 | 2.303 |
| 10 | 1,225 | 3.521 | 2.734 |
| 11 | 1,225 | 3.873 | 3.165 |
| 12 | 1,375 | 4.225 | 3.649 |
| 13 | 1,375 | 4.577 | 4.133 |
| 14 | 1,337 | 4.929 | 4.604 |
| 15 | 1,25 | 5.281 | 5.044 |
| 16 | 1,225 | 5.633 | 5.476 |
| 17 | 1,21 | 5.985 | 5.902 |
| 18 | 1,21 | 6.338 | 6.328 |
| 19 | 1,225 | 6.690 | 6.759 |
| 20 | 1,25 | 7.042 | 7.199 |
| 21 | 1,075 | 7.394 | 7.578 |
| 22 | 0,9 | 7.746 | 7.894 |
| 23 | 0,825 | 8.098 | 8.185 |
| 24 | 0,753 | 8.450 | 8.450 |

Costruiamo ora il diagramma cui in precedenza.



Il segmento verticale che misura la distanza tra le due parallele alla AB l'una per C e l'altra per D rappresenta appunto la somma di $|W_1|$ e $|W_2|$ e quindi, per la (2) il volume W da assegnare al serbatoio, al fini della dimotrazione della (102) faremo ora l'ipotesi, peraltro non necessaria, ma tuttavia comoda, che l'estremo iniziale di integrazione siano le ore 0,00 del giorno di massimo consumo.

Con riferimento alla figura precedente entreranno volumi d'acqua rappresentati dalle linea marcata da quadratini ed usciranno volumi rappresentati dalla linea rappresentata dai rombi.

La differenza, lungo una parallela all' asse delle ordinate rappresenta, quindi i volumi che si immagazzinano.

In particolare nel tratto da A a C avremo prevalenza delle q_e rispetto q_u (come peraltro é evidente anche dal grafico in quanto la pendenza della curva dell' integrale delle q_e e maggiore di quelle dell' integrale delle q_u).

Nel tratto successivo le q_u sono maggiori delle q_e e pertanto é necessario attingere al volume immagazzinato.

Se supponiamo che il serbatoio alle ore 0,00 iniziali era vuoto, all'istante corrispondente al punto E sarà stata esaurita la scorta W_1 che si era costituita nell'istante C, ma essendo il serbatoio vuoto per essendovi una richiesta idrica $q_u > q_e$ non potrà che essere inviata in distribuzione altro che la portata q_e in arrivo.

A partire dall'istante corrispondente al punto D le portate richieste q_u sono nuovamente minori della q_e pertanto si tornerà ad accumulare acqua nel serbatoio.

Alle ore 24 l'acqua accumulata sarà pari al segmento W_2 .

Il giorno successivo, alle ore 0,00 in serbatoio vi sarà già dunque un volume pari a W_2 ed alle ore corrispondenti al punto D il volume totale accumulato sarà pari a $|W_1|$ e $|W_2|$.

All'istante E sarà stato attinti dall'acqua immagazzinata un volume pari a $|W_1|$ e in serbatoio sarà ancora presente un volume pari a $|W_2|$.

Solo all'istante D verrà consumato anche il volume $|W_2|$ e quindi il serbatoio sarà vuoto, ma da quell'istante ricomincia ad accumularsi acqua ed alle 24 avremo nuovamente disponibile un volume pari a $|W_2|$ cioè in serbatoio è ormai a regime e pertanto il volume necessario al comenzo è esattamente quello indicato dalla (102).

La tabella che segue è la stessa della precedente, completata con il calcolo analitico del volume di compenso.

| ora | coefficienti δ | volumi | | differenze volumi (entranti - uscenti) | |
|--------------------|--------------------------|-------------------|-------------------|---|----------|
| | | entranti | uscenti | positive | negative |
| | | [m ³] | [m ³] | | |
| 0 | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 0,62 | 352 | 218 | 134 | 0 |
| 2 | 0,55 | 704 | 412 | 292 | 0 |
| 3 | 0,52 | 1.056 | 595 | 461 | 0 |
| 4 | 0,54 | 1.408 | 785 | 623 | 0 |
| 5 | 0,54 | 1.760 | 975 | 785 | 0 |
| 6 | 0,62 | 2.113 | 1.194 | 919 | 0 |
| 7 | 0,85 | 2.465 | 1.493 | 972 | 0 |
| 8 | 1,075 | 2.817 | 1.871 | 945 | 0 |
| 9 | 1,225 | 3.169 | 2.303 | 866 | 0 |
| 10 | 1,225 | 3.521 | 2.734 | 787 | 0 |
| 11 | 1,225 | 3.873 | 3.165 | 708 | 0 |
| 12 | 1,375 | 4.225 | 3.649 | 576 | 0 |
| 13 | 1,375 | 4.577 | 4.133 | 444 | 0 |
| 14 | 1,337 | 4.929 | 4.604 | 325 | 0 |
| 15 | 1,25 | 5.281 | 5.044 | 237 | 0 |
| 16 | 1,225 | 5.633 | 5.476 | 158 | 0 |
| 17 | 1,21 | 5.985 | 5.902 | 84 | 0 |
| 18 | 1,21 | 6.338 | 6.328 | 10 | 0 |
| 19 | 1,225 | 6.690 | 6.759 | 0 | 69 |
| 20 | 1,25 | 7.042 | 7.199 | 0 | 157 |
| 21 | 1,075 | 7.394 | 7.578 | 0 | 184 |
| 22 | 0,9 | 7.746 | 7.894 | 0 | 149 |
| 23 | 0,825 | 8.098 | 8.185 | 0 | 87 |
| 24 | 0,753 | 8.450 | 8.450 | 0 | 0 |
| | | | | 972 | 184 |
| VOLUME DI COMPENSO | | | | 1.156 [mc] | |

La differenza tra il calcolo grafico e quello analitico è dell'ordine del 5% (sibadi che il calcolo grafico, qui fatto con computer, così come la tabella-foglio elettronico- potrebbe raggiungere precisioni anche maggiori ma queste non hanno alcun senso pratico).

Ovvia la possibilità di invertire le q_e e q_u e senza nulla cambiare di avere le due leggi del tutto generiche⁸ (e non una costante nel tempo come in

⁸ L'equazione di continuità del serbatoio così come in precedenza illustrate hanno valenza molto generale ma con leggi delle q_e e delle q_u molto diverse a seconda dei casi.

precedenza supposto).

E' in caso di introdurre a tale punto un dimensionamento di tipo "sintetico" dei serbatoi a compenso giornaliero.

I calcoli precedenti sono del tutto generici perché redatti con coefficienti validi per città medie. In tali caso é possibile , senza ricorrere al procedimento (grafico e/o analitico) di risoluzione dell' equazione di continuità dei serbatoi, dare comunque un dimensionamento agli stessi.

Se dividiamo il volume di compenso, cioè 1156 [m³], per il volume complessivo d'acqua che perviene al serbatoio nella giornata di massimo consumo, nel nostro caso 8450 [m³] avremo un numero puro, svincolato dalla portata del giorno di massimo consumo che rappresenta il rapporto suddetto e valido in generale. Quindi detto ψ_{comp} tale rapporto, avremo:

$$\begin{aligned}\psi_{comp} &= \frac{\text{volume di compenso giornaliero}}{\text{volume d'acqua al serbatoio nella giornata di max consumo}} = \\ &= \frac{1156}{8450} = ,136\end{aligned}$$

Un caso tipico in cui é ben difficile soddisfare le esigenze con un serbatoio a compenso giornaliero é quello delle località turistiche o con forti migrazioni stagionali, infatti in tali casi ben difficilmente é possibile inseguire con le portate da addurre i valori delle portate medie giornaliere richieste.

Se ipotizziamo di addurre solo le portate medie mensili e tenuto conto di un'escursione turistica tale che nei mesi di maggior presenza la popolazione totale si triplichi, avremo dalla risoluzione dell' equazione di continuità dei serbatoi che sarà necessario un invaso di volume pari a circa il 30% del volume d'acqua che globalmente si consuma in un anno.

In campo idroelettrico di norme é la q_u costante e la q_e variabile con il regime fluviale (fatte salve le dovute eccezioni sui entrambe le funzioni)

In campo irriguo la q_e é legata al regime fluviale e/o a modulazioni di serbatoi più a monte mentre la q_u é determinata dalla necessità irrigue

Analoghe considerazioni per le altre opere idrauliche.

| | | | | | domanda d'acqua | | | offerta d'acqua | | |
|------|--------|-----------------------|---------------------|------------------|-----------------|---------------------|--------------------|-------------------|-------------------|--------|
| | | | | | portate | volumi | Σ volumi | volumi | Σ volumi | diffe |
| | | | | | medie | medi | medi | medi | medi | (ent |
| | | | | | mensili | mensili | mensili | mensili | mensili | positi |
| mesi | giorni | abitanti residenti | popol. turistica | popol. totale | [l/s] | [m ³] | [m ³] | [m ³] | [m ³] | |
| | | | | | | | 0 | | 0 | |
| 1 | 31 | 10.000 | 0 | 10.000 | 20 | 54.250 | 54.250 | 120.189 | 120.189 | 65. |
| 2 | 28 | 10.000 | 0 | 10.000 | 20 | 49.000 | 103.250 | 108.558 | 228.746 | 125. |
| 3 | 31 | 10.000 | 0 | 10.000 | 26 | 69.750 | 173.000 | 120.189 | 348.935 | 175. |
| 4 | 30 | 10.000 | 0 | 10.000 | 26 | 67.500 | 240.500 | 116.312 | 465.247 | 224. |
| 5 | 31 | 10.000 | 0 | 10.000 | 32 | 85.250 | 325.750 | 120.189 | 585.435 | 259. |
| 6 | 30 | 10.000 | 5.000 | 15.000 | 54 | 140.625 | 466.375 | 116.312 | 701.747 | 235. |
| 7 | 31 | 10.000 | 15.000 | 25.000 | 94 | 251.875 | 718.250 | 120.189 | 821.936 | 103. |
| 8 | 31 | 10.000 | 20.000 | 30.000 | 113 | 302.250 | 1.020.500 | 120.189 | 942.124 | |
| 9 | 30 | 10.000 | 10.000 | 20.000 | 72 | 187.500 | 1.208.000 | 116.312 | 1.058.436 | |
| 10 | 31 | 10.000 | 0 | 10.000 | 33 | 89.125 | 1.297.125 | 120.189 | 1.178.625 | |
| 11 | 30 | 10.000 | 0 | 10.000 | 25 | 63.750 | 1.360.875 | 116.312 | 1.294.936 | |
| 12 | 31 | 10.000 | 0 | 10.000 | 20 | 54.250 | 1.415.125 | 120.189 | 1.415.125 | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | portata media annua | 44,87 | | | 259. |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | Volume di compenso | | | 409. |

Per dare un' idea delle proporzioni, in termini assoluti l'esempio di cui prima porta ad un volume pari a quello di un parallelepipedo che abbia per base il campo di gioco di uno stadio di calcio e per altezza circa 70 metri.

Si tratta di volumi enormi che non possono che realizzarsi con invasi artificiali o comunque con vasche all' aperto.

6.6 Volume di riserva

Con tale termine si suole indicare la capacità, aggiuntiva a quella di Compenso ed a quella a disposizione del servizio antincendio, da utilizzare nel caso di interruzione momentanea di servizio delle adduttrici.

L'ordine di grandezza di tale capacità e' del volume giornaliero d'acqua consumata dal centro da servire.

Pertanto la sua valutazione ha peso nel caso di dimensionamento allorquando di tratta di serbatoi a compenso giornaliero e scarso significato per i

serbatoi con tempi di compenso maggiori.

Per la valutazione di tale volume di riserva occorre distinguere a seconda che l'approvvigionamento avvenga da una sola fonte o più fonti e con una o più adduttrici.

Nel caso di più adduttrici, ciascuna proveniente da fonte diversa è piuttosto improbabile che tutte le adduttrici vadano contemporaneamente in avaria pertanto il volume di riserva potrebbe essere inferiore a quella del caso di una sola adduttrice che provenga da una unica fonte di approvvigionamento.

Per tale ultimo caso alcuni Autori segnalano la opportunità che la riserva permetta il prosieguo del servizio delle distributrici per un'intera giornata da quando è avvenuto il disservizio della adduttrice e pertanto il volume di riserva dovrebbe essere:

$$V = 86400 Q_{\max}$$

Si ritiene tuttavia che tale volume è eccessivo (è circa tre volte quello necessario al compenso giornaliero) e pertanto incide fortemente sul costo del serbatoio; altri Autori (Zoccoli - Manuale dell'Ingegnere Civile ed. Cremonese 1981) indicano tale volume di riserva nella metà del precedente cioè:

$$V = \frac{86400}{2} Q_{\max}$$

difatto se si tiene conto delle condizioni di emergenza quali quelle di esecuzione dei lavori di riparazione alla fonte di approvvigionamento od alla adduttrice può essere regolata l'acqua in uscita dal serbatoio.

Per esempio, con erogazione non continua ma per turni orari ecc.... si può raggiungere, con costi molto minori, l'obiettivo di assicurare il servizio idrico per un intero giorno nonostante la mancanza di adduzione al serbatoio.

Diverso è il caso di una adduttrice che trae alimentazione da più fonti di approvvigionamento; in tal caso il disservizio può essere causa:

- a) di riparazione sulla adduttrice;
- b) di lavori manutentivi alle fonti di approvvigionamento.

Diverso sarà l'effetto in quanto nella seconda ipotesi l'adduttrice continuerà a

funzionare semmai con minore portata.

Tuttavia a titolo prudenziale sarà opportuno dimensionare il serbatoio come già detto per il caso di una adduttrice ad unica fonte di approvvigionamento.

Il caso piu' favorevole e' quello di diverse adduttrici

Ognuna con fonti diverse di approvvigionamento, in tal caso é improbabile l'avaria contemporanea di tutte la adduttrici.

Pertanto si potrebbe o fare a meno del dimensionamento di riserva o, meglio, ridurre questo alla sola riserva per mezza giornata calcolata sulla base della adduttrice di maggiore portata.

6.7 Volume antincendio

Tale volume secondo vecchie consuetudini dovrebbe essere pari quello necessario per l'alimentazione di due idranti da 5 l/s per 2 ore circa; ne risulterebbe un volume di 70 m³.

Alcuni Autori (per esempio Zoccoli loc. citato) indica invece un volume di 120 m³.

In Italia non esistono disposizioni generali cui rifarsi per tale tipo di dimensionamento di contro esse esistono in altri paesi.

Negli Stati Uniti d'America e' consuetudine valutare tale portata in base alla formula:

$$V_{inc} = 36 Q_{inc}$$

dove

$$Q_{inc} = 64 P^{0,48}$$

con

Q_{inc} portata antincendio

e

P popolazione del centro da servire espresso in migliaia di abitanti.

E' da precisare che tale formula e' inapplicabile per centri con popolazioni inferiori alle 5000 unita', in quanto altrimenti porta a sopradimensionamenti.

6.8 Considerazioni finali sul dimensionamento idraulico dei serbatoi

Il dimensionamento idraulico, cioé volumetrico dei serbatoi é dato dalla somma dei tre volumi precedentemente determinati:

- volume di compenso,
- volume di riserva
- volume antincendio.

E' tuttavia da precisare che non sempre é possibile e/o conveniente progettare i serbatoi per la somma dei suddetti tre volumi.

Infatti, se soprattutto trattasi di serbatoi pensili, l'onere di costruzione di un serbatoio di grandi dimensioni puo' essere tale da consigliare l'adozione di serbatoi a solo compenso giornaliero o poco più.

D'altra parte i volumi di riserva ed antincendio diventano di ordine di grandezza trascurabile se li si confronta con quelli di compenso quando questo sia stagionale od annuale (oggi soluzioni di tale tipo sono sempre piu' frequenti) pertanto il solo dimensionamento di compenso é di norma in tali casi sufficiente anche per le altre funzioni.

E' anche da notare che il volume come sopra determinato é quello utile, il volume effettivo sarà maggiore di quello utile dovendo aggiungere a tale ultimo quello dell'acqua contenuta tra il fondo delle vasche ed il livello piu' alto della tubazione di presa.

Riprendendo le considerazioni sul dimensionamento sintetico di serbatoi a compenso giornaliero, e tenuto conto che il rapporto

$$\psi_{\text{comp}} = \frac{\text{volume di compenso giornaliero}}{\text{volume d'acqua al serbatoio nella giornata di max consumo}}$$

vale 0 ,136 ed aggiungendo a questo un modesto volume di riserva ed antincendio, in generale si ammette che:

$$\psi = \frac{\text{volume del serbatoio}}{\text{volume d'acqua al serbatoio nella giornata di max consumo}} =$$
$$= \psi_{\text{comp}} + \psi_{\text{ris}} + \psi_{\text{inc}} = 0,333$$

6.9 Considerazioni economiche globali sul dimensionamento idraulico adduttrice-serbatoio (armonizzazione)

Un serbatoio di compenso annuo richiede una capacità rilevante questa si riduce considerevolmente quando il compenso è mensile ed si riduce maggiormente per un compenso giornaliero

Ciò comporta che la portata entrante nel serbatoio non dovrà avere la caratteristica della costanza nel tempo, infatti solo per i serbatoi a compenso annuale la portata entrante potrà essere sempre costante alla portata media annua, negli altri casi sarà, ad esempio:

| | |
|---------------------------------------|------------------------------------|
| per i serbatoi a compenso mensile | pari alla portata media del mese |
| per i serbatoi a compenso giornaliero | pari alla portata media del giorno |

Quindi le tubazioni di adduzione al serbatoio dovranno essere di volta in volta dimensionate per la massima portata che dovranno trasportare.

Si pone dunque un problema di armonizzazione globale che può essere rappresentato come segue.

- 1) premesso che ovviamente il costo di costruzione del serbatoio sarà tanto maggiore quanto lo sarà la sua capacità utile e pertanto quanto maggiore è il suo periodo caratteristico di compenso;
- 2) premesso che ovviamente il costo di costruzione della adduttrice sarà tanto maggiore quanto lo sarà la portata massima che dovrà trasportare e pertanto quanto minore è il periodo caratteristico di compenso del serbatoio;

converrà:

realizzare un serbatoio grande ed una adduttrice di piccolo diametro o viceversa?

Il problema fu affrontato e risolto dal Conti⁹

Innanzitutto occorre esprimere in termini analitici il costo di costruzione del serbatoio. Di certo esso sarà proporzionale (in modo pressoché lineare) al volume della struttura delle vasche, che a sua volta sarà proporzionale alla capacità utile, dunque si può ammettere che si abbia:

$$C_{\text{serb}} = C_{\text{unit}} V_{\text{utile}} \quad (106)$$

dove:

C_{unit} è il costo del serbatoio d'acquedotto a m³ di volume utile

Si definiscono ora due rapporti:

$$\varphi = \frac{\text{portata da addurre}}{\text{portata media annua}} = \frac{Q}{\bar{Q}_a} \quad (107)$$

$$\psi = \frac{\text{volume utile del serbatoio}}{\text{volume d'acqua addotto in un giorno dalla } \bar{Q}_a} = \frac{V_{\text{utile}}}{86400 \bar{Q}_a} \quad (108)$$

sostituendo la (108) nella (106) avremo:

$$C_{\text{serb}} = C_{\text{unit}} 86400 \psi \bar{Q}_a \quad (109)$$

pertanto il costo totale dell'opera sarà:

$$C_{\text{tot}} = C_{\text{add}} + C_{\text{serb}} = a D^Y L + 86400 C_{\text{unit}} \psi \bar{Q}_a \quad (110)$$

che dovrà essere minimizzato.

Il Conti, confrontando i dati di un considerevole numero di città è riuscito ad individuare seppur per punti la legge $\varphi = (\psi)$ che lega quindi portata da addurre a volume del serbatoio.

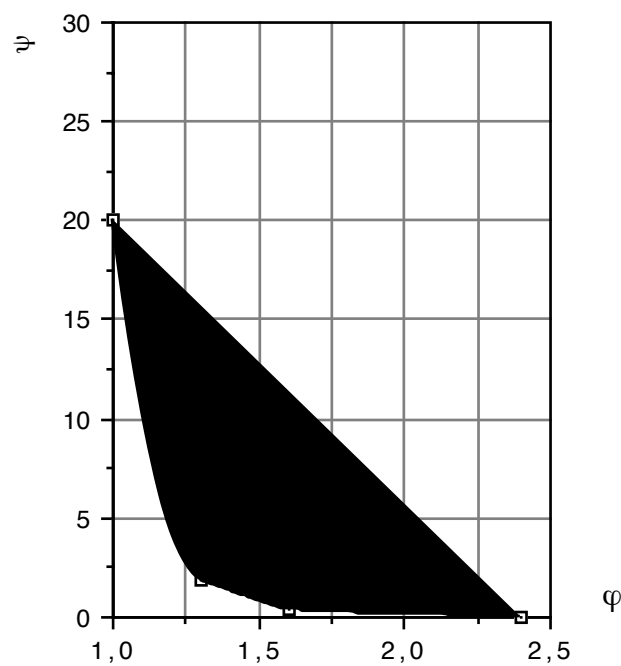
⁹ Conti Luciano (1868-1940) tra i massimi acquedottisti italiani. Fu professore di Costruzioni Idrauliche dal 1913 al 1938 prima a Padova, poi a Pisa e quindi a Roma. Notevoli sono i suoi scritti in campo acquedottistico, purtroppo rarissime sono le copie degli stessi.

I punti sperimentali del Conti sono quelli della tabella che segue.

| φ | ψ |
|-----------|--------|
| 1 | 20 |
| 1,3 | 1,87 |
| 1,6 | 0,38 |
| 2,4 | 0 |

La cui riduzione grafica é qui di seguito riportata.

interpretazione grafica dei punti sperimentali del Conti



Detto Y il carico idraulico disponibile tra fonte di approvvigionamento e serbatoio, sarà ovviamente, dalla (59) :

$$Y = b \frac{L Q^\alpha}{D^\mu} \quad (111)$$

dalla quale avremo:

$$D = \left(b \frac{L Q^\alpha}{Y} \right)^{\frac{1}{\mu}} \quad (112)$$

tenuto conto della (107) avremo:

$$D = \left(b \frac{L \left(\varphi \bar{Q}_a \right)^\alpha}{Y} \right)^{\frac{1}{\mu}} \quad (113)$$

che sostituita nella (110) da:

$$C_{\text{tot}} = a \left(b \frac{L \left(\varphi \bar{Q}_a \right)^\alpha}{Y} \right)^{\frac{\nu}{\mu}} L + 86400 C_{\text{unit}} \psi \bar{Q}_a \quad (114)$$

La condizione di minimo costo sarà ovviamente espressa dalla:

$$\frac{\partial C_{\text{tot}}}{\partial \varphi} = 0 \quad (115)$$

segue

$$\frac{\partial C_{\text{tot}}}{\partial \varphi} = K \varphi^{\frac{\alpha \nu}{\mu} + 1} + \frac{\partial \psi}{\partial \varphi} = 0 \quad (116)$$

dove si è posto

$$K = \frac{2\nu}{\mu} a b^{\frac{\nu}{\mu}} L^{\frac{\nu}{\mu} + 1} \frac{\bar{Q}_a^{\frac{\alpha \nu}{\mu}}}{Y^{\frac{\nu}{\mu}} 86400 C_{\text{unit}}} \quad (117)$$

La (116) in forma logaritmica diventa:

$$\ln K + \left(\frac{\alpha \nu}{\mu} + 1 \right) \ln \varphi = \ln \left(- \frac{\partial \psi}{\partial \varphi} \right) \quad (118)$$

che rappresenta una retta di ordinata all'origine pari al $\ln K$ e coefficiente angolare pari a $\frac{\alpha \nu}{\mu} + 1$

E' da notare che $\left(- \frac{\partial \psi}{\partial \varphi} \right)$ è positivo essendo ψ decrescente con φ .

La risoluzione della precedente non é immediata. Qui di seguito diamo un procedimento grafico, ideato sempre dal Conti per la sua soluzione, ovviamente oggi sono possibili metodo numerici ma il metodo grafico ha ancora tutta la sua attualità non soltanto per l'elaganza ma anche perché rimane ancora uno dei mezzi più spediti soprattutto se si ricorre all' uso di fogli elettronici e di grafica computerizzata.

La soluzione della (118) altro non é che la ricerca dell' intersezione in un piano cartesiano che abbia:

- come ascisse l'asse delle φ ;
- come ordinata l'asse delle $\left(- \frac{\partial \psi}{\partial \varphi} \right)$

della retta di equazione (118) con la curva che che rappresenta $\left(- \frac{\partial \psi}{\partial \varphi} \right)$ in funzione di φ

Fissiamo l'attenzione su un esempio concreto. Si abbiano dunque i dati della seguente tabella:

| Dati del problema: | | | |
|-----------------------------|----------|-----------------|-------------|
| | simbolo | unità misura | valore |
| lunghezza condotta | L | [m] | 20.000 |
| coeff b formula di Darcy | b | | 0,0019 |
| coeff alfa formula di Darcy | α | | 2 |
| coeff mi formula di Darcy | μ | | 5,15 |
| Carico | Y | [m] | 30 |
| Abitanti da servire | N | | 25.000 |
| dotazione pro capite | q | [l/ab*die] | 200 |
| portata media annua | Qa | [m^3/s] | 0,058 |
| coeff. a costo tubi | a | | 700.000 |
| coeff. ni costo tubi | v | | 1,2 |
| costo unitario serbatoio | C unit | | 500.000 |
| coefficiente R | K | | 0,73079 |
| ordinata all' origine | ln (k) | | -0,31362602 |

Dalla precedente é possibile calcolare alcuni punti della retta (118), come

riportato nella tabella che segue

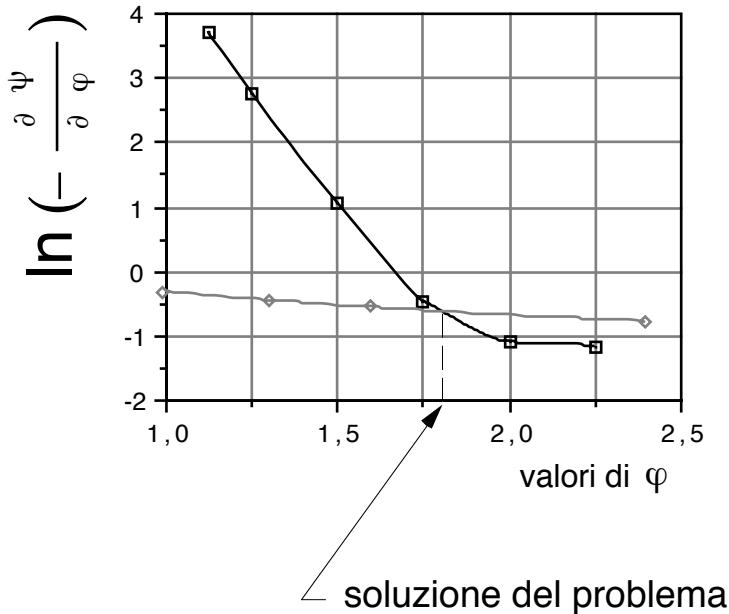
| | | |
|------------|------------|-------------------------------------|
| log K = | -0,31363 | |
| α | 2 | |
| ν | 1,2 | |
| μ | 5,15 | |
| | | |
| coeff ang= | -0,53398 | |
| | | |
| f_i | $\ln(f_i)$ | $\ln(-(\partial\psi/\partial f_i))$ |
| | | |
| 1,00 | 0,00000 | -0,31363 |
| 1,30 | 0,26236 | -0,45372 |
| 1,60 | 0,47000 | -0,56460 |
| 2,40 | 0,87547 | -0,78111 |

Nel contempo la tabella seguente da la determinazione di tre punti della curva delle $\ln\left(-\frac{\partial\psi}{\partial\varphi}\right)$ in funzione di $\log(\varphi)$:

| f_i | ψ_i | | $f_i(\text{med})$ | $-(\partial\psi/\partial f_i)$ | $\ln(f_i)$ | $\ln(-(\partial\psi/\partial f_i))$ |
|-------|----------|--|-------------------|--------------------------------|------------|-------------------------------------|
| 1 | 20 | | | | | |
| 1,3 | 1,87 | | 1,15 | 60,43333 | 0,13976 | 4,10154 |
| 1,6 | 0,38 | | 1,45 | 4,96667 | 0,37156 | 1,60275 |
| 2,4 | 0 | | 2 | 0,47500 | 0,69315 | -0,74444 |

Riportando i punti delle due ultime tabelle in un diagramma, avremo una figura del tipo di quella qui di seguito rappresentata

Grafico finale del procedimento
di armonizzazione
adduttrice/serbatoio del Conti



- punti della curva $\ln\left(-\frac{d\psi}{d\varphi}\right)$ in funzione di φ
- ◆ punti della retta $\ln K + \left(\frac{\alpha v}{\mu} - 1\right) \ln \varphi$ in funzione di φ

Oltre al citato e classico procedimento del Conti per l'armonizzazione tra condotta adduttrice e serbatoio ne esistono altri che si differenziano dal primo per le diversità delle situazioni particolari trattate.

Qui accenniamo solo ad un metodo di armonizzazione globale del Mantica (L'Ingegnere, 1975) riferito a casi in cui sia presente il sollevamento meccanico e pertanto nel computo globale dei costi sono presenti anche quelli di sollevamento.

In tali casi può essere conveniente studiare, dal punto di vista economico, anche la posizione altimetrica del serbatoio.

7 LE CONDOTTE DI AVVICINAMENTO E DI DISTRIBUZIONE

7.1 Generalita

L'acqua stoccata nei serbatoi va poi condotta alle singole utenze.

A tale compito sono demandate le reti di distribuzione, ma sovente occorre interporre tra serbatoio e rete di distribuzione vera e propria una condotta detta di avvicinamento.

Queste ultime di norma non dovrebbero fare servizio lungo il percorso, soprattutto quando la loro lunghezza é considerevole (a, per esempio, Pisa raggiungono i 6 Km). Ma, se distribuzione é necessaria lungo il loro percorso, questa deve essere affidata ad una apposita condotta.

La lunghezza della condotta di avvicinamento é stabilita, ovviamente, dalla posizione del serbatoio rispetto al centro cittadino e quindi in generale é funzione della conformazione morfologica locale in quanto, tendendo a realizzare serbatoi del tipo interrato o seminterrato, questi avranno ubicazione nelle alture circostanti il centro da servire.

Si suole distinguere le reti di distribuzioni in :

- reti ad anello;
- reti ad arteria principale;
- reti aperte.

Le prime due rispondono a precise esigenze di buon funzionamento, la terza é tipica degli acquedotti rurali, delle distribuzioni in case sparse ecc..

La condotta di avvicinamento, nel caso di retio ad arteria principale si confonde, sovente con la stessa arteria.

Nel paragrafo che segue si dettaglieranno gli schemi precedentemente elencati.

E' ancora da precisare che la rete di distribuzione non alimenta direttamente

le singole utenze, di norma si limita a trasportare e distribuire l'acqua lungo le strade cittadine.

Dalla rete di distribuzione l'acqua viene poi prelevata dalle singole utenze con condotte di allacciamento che devono rispondere a requisiti tecnici e realizzativi diversi e diverso può essere il relativo stato giuridico.

7.2 Schemi di reti di distribuzione

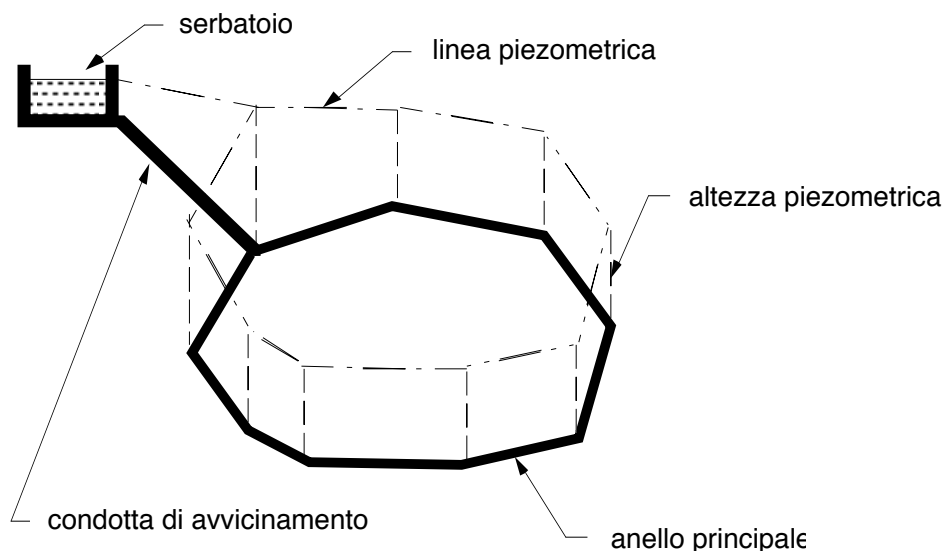
7.2.1 La distribuzione ad anello

Esaminiamo dapprima la distribuzione ad anello, indubbiamente più classica e certamente la più ricorrente.

E' lo schema naturale delle città a pianta più o meno circolare (Milano, Bologna, Pisa ecc...)

Dal serbatoio si diparte una condotta di avvicinamento che alimenta un anello principale.

Una regola un tempo seguita dagli acquedottisti era che l'anello principale dividesse in due lsa città lasciando al di fuori di esso eguale entità di popolazione di quella racchiusa all' interno.



La figura che precede illustra un tale schema indicando anche la posizione della linea piezometrica che sovrasta la condotta stessa e ne governa le leggi di flusso.

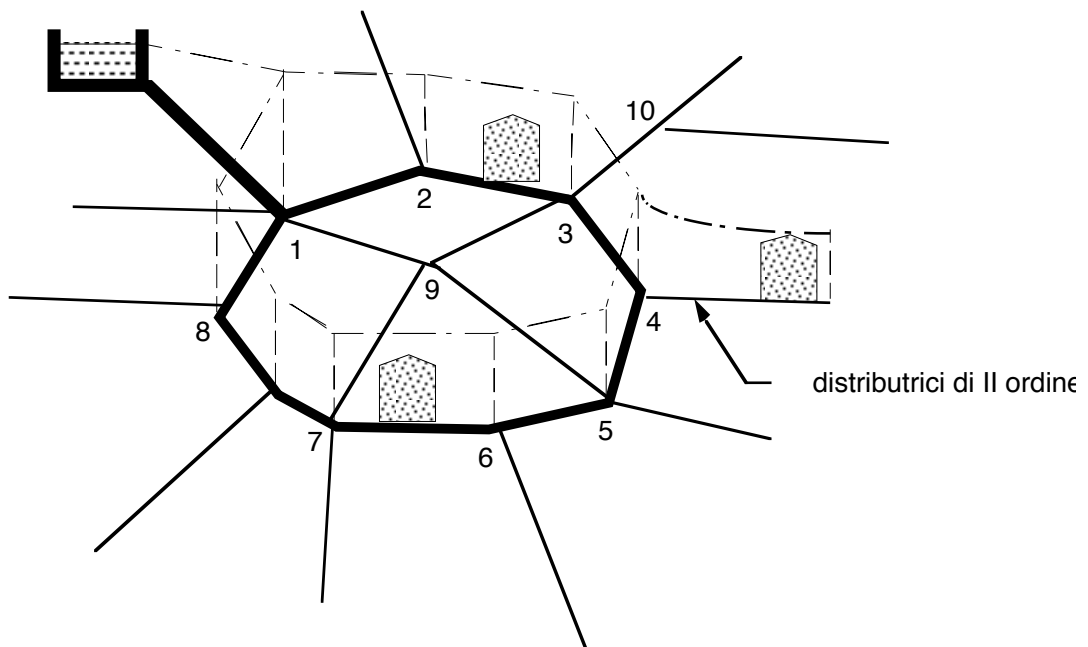
Di certo con l'estendersi delle città a macchia d'olio e con il progressivo "svuotamento" dei centri storici (che si è verificato negli anni '60 e '70) la regola di cui sopra anche se inizialmente rispettata è venuta a cadere.

Tra l'altro onde poter realizzare un anello principale è necessario che vi siano infrastrutture viarie o altri tipologie urbanistiche che permettano la realizzazione degli anelli.

All' uopo vanno molto bene le circonvallazioni (vedi quelle di Milano od i viali di Bologna) o le linee delle vecchie mura cittadine (vedasi ad esempio Lucca, che ha tuttora le mura complete, o Pisa).

L'anello principale non fa, di norma erogazione lungo il percorso ma solo di trasporto e di riequilibrio delle pressioni.

Da esso si dipartono, da punti detti nodi, le vere e proprie condotte di distribuzione così come indicato nella figura seguente.

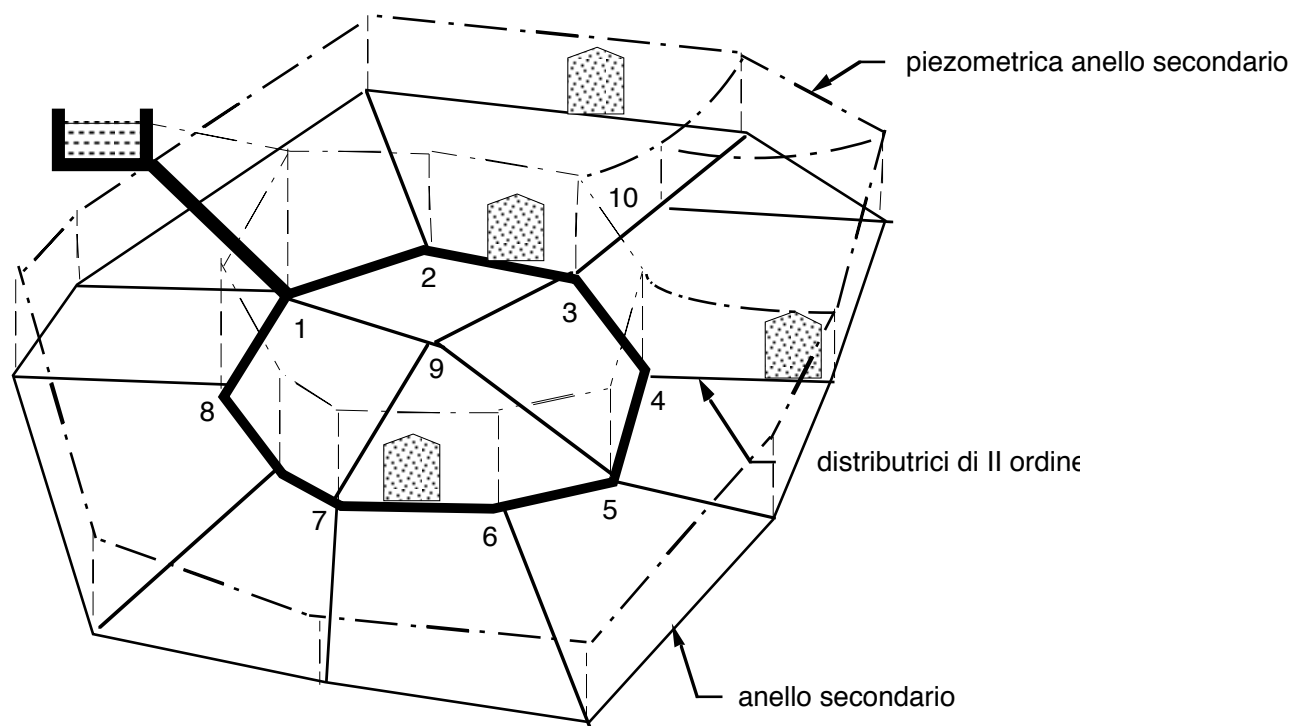


Le condotte distributtrici verso il centro sovente si raccordano tra loro per assicurare un servizio migliore e per riequilibrare le pressioni.

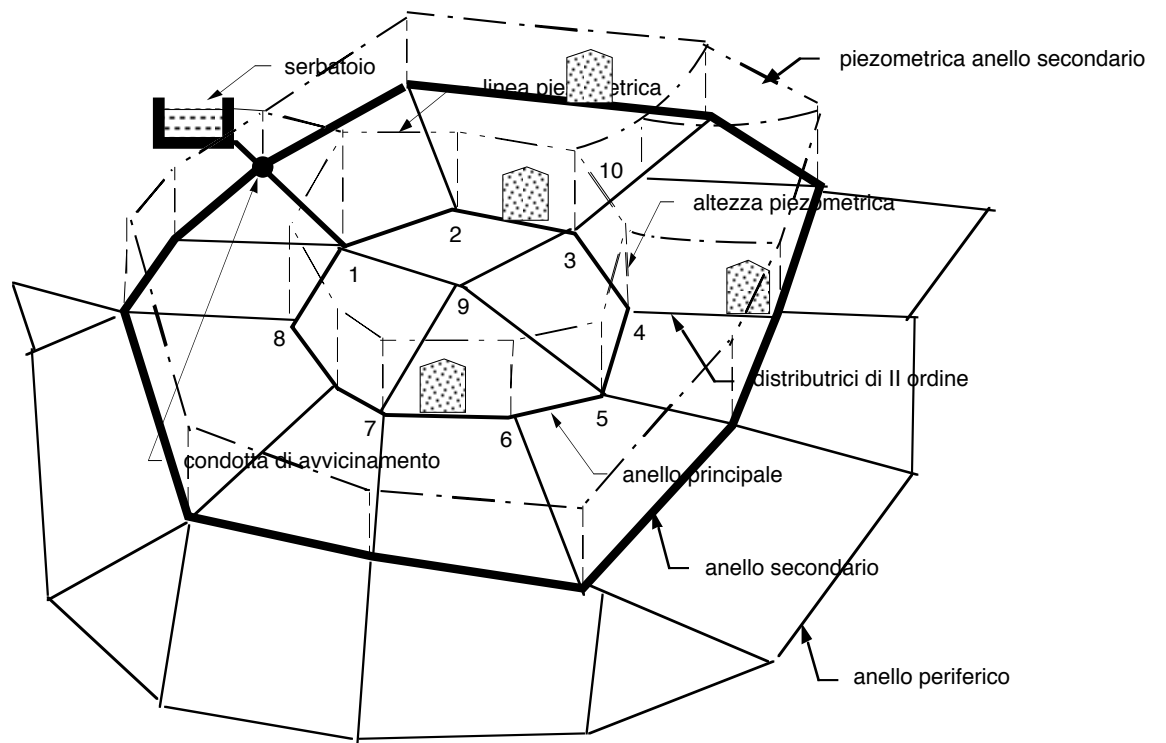
Il successivo espandersi delle città ha portato, successivamente alla realizzazione di anelli secondari che raccordavano le varie condotte che dalli nodi dell'anello principale distribuivano l'acqua in periferia.

Per tali motivi tali anelli hanno spesso preso il nome di anelli periferici.

La necessità di raccordare tra loro le distributrici del II ordine fu dettato e dalla opportunità di garantire un servizio in periferia nel caso di necessità di interruzione di qualche distributtrice e soprattutto dalla necessità di riequilibrare le pressioni.



Ulteriori ampliamenti delle città verso l'esterno hanno portato a trasformare il primo (e poi successivamente gli altri) anelli periferici in anelli principali, con collegamenti diretti di questi alla condotta di avvicinamento e quindi, in generale con innalzamento delle piezometriche periferiche, come illustrato nel grafico che segue.



Conseguentemente, man mano che la città si espande verso l'esterno si formano ulteriori anelli periferici o quanto meno tratti di tali anelli.

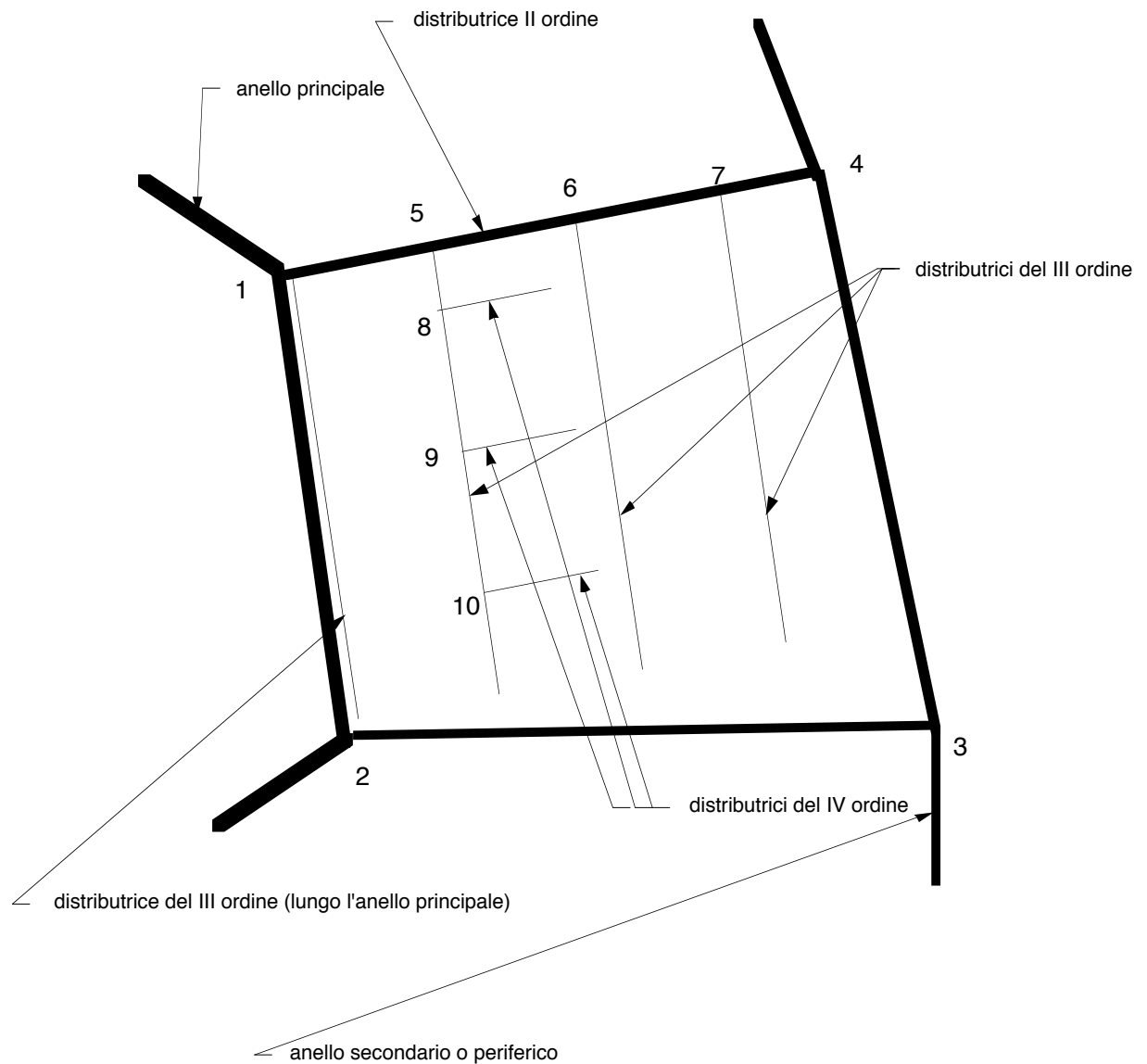
Ma quanto sopra vale nelle grandi linee.

Occorre esaminare come impostare la distribuzione (vera e propria) nel tratto di territorio compreso tra due distributrici del II ordine e due anelli contigui (ad esempio tra il principale ed il secondario).

La figura che segue illustra una tale distribuzione.

Si noti che le maglie non sono spinte oltre il livello sopra menzionato, ciò in quanto miglioramenti di servizio che vi potrebbero essere collegando ad entrambe le estremità le distributrici del III ordine si traducono anche in difficoltà di gestione in caso di interventi di manutenzione con necessità:

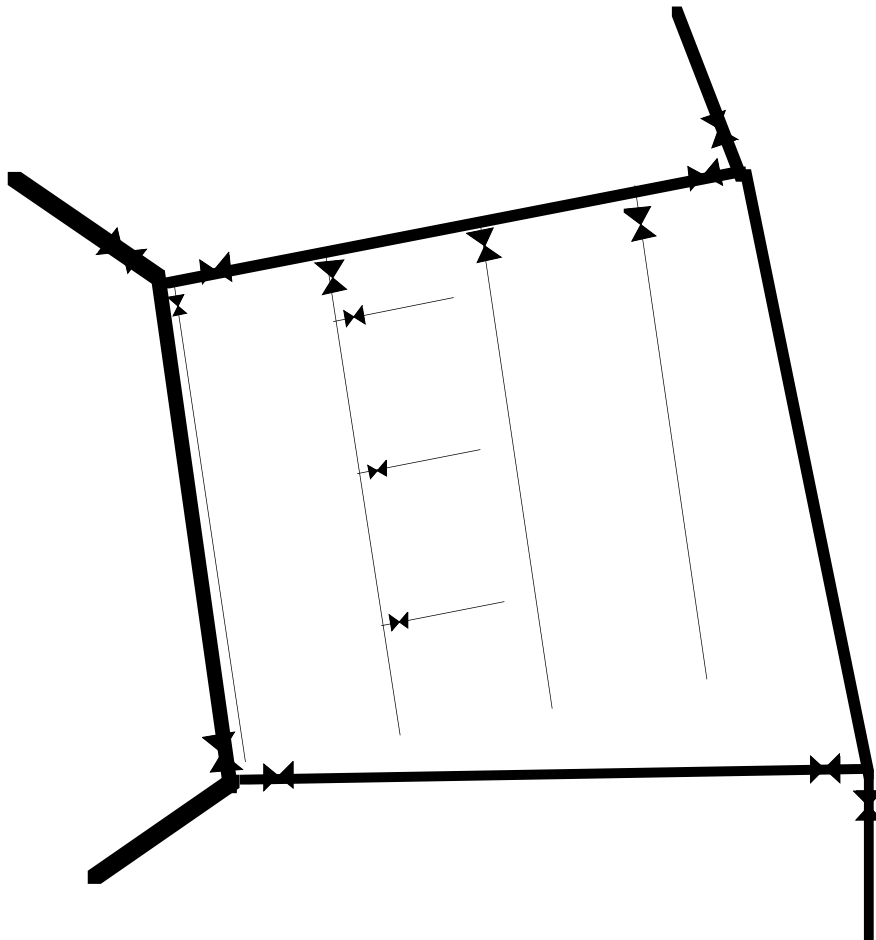
- di operare su molte saracinesche per ottenerne il sezionamento;



- di conoscenza di estremo dettaglio delle reti, conoscenza spesso solo tramandata oralmente;
- maggiori costi di costruzione (necessità di ulteriori pozzetti, saracinesche ecc..)

Dalla figura precedente si può notare come per assicurare la distribuzione lungo l'anello principale è stata indicata una distributrice del III ordine

La figura che segue riprende lo stesso schema della precedente e lo completa con l'indicazione delle saracinesche. Da queste è evidente l'ampia possibilità di sezionare ed isolare i vari tronchi di condotta arrestando il minor pregiudizio possibile al servizio idrico.



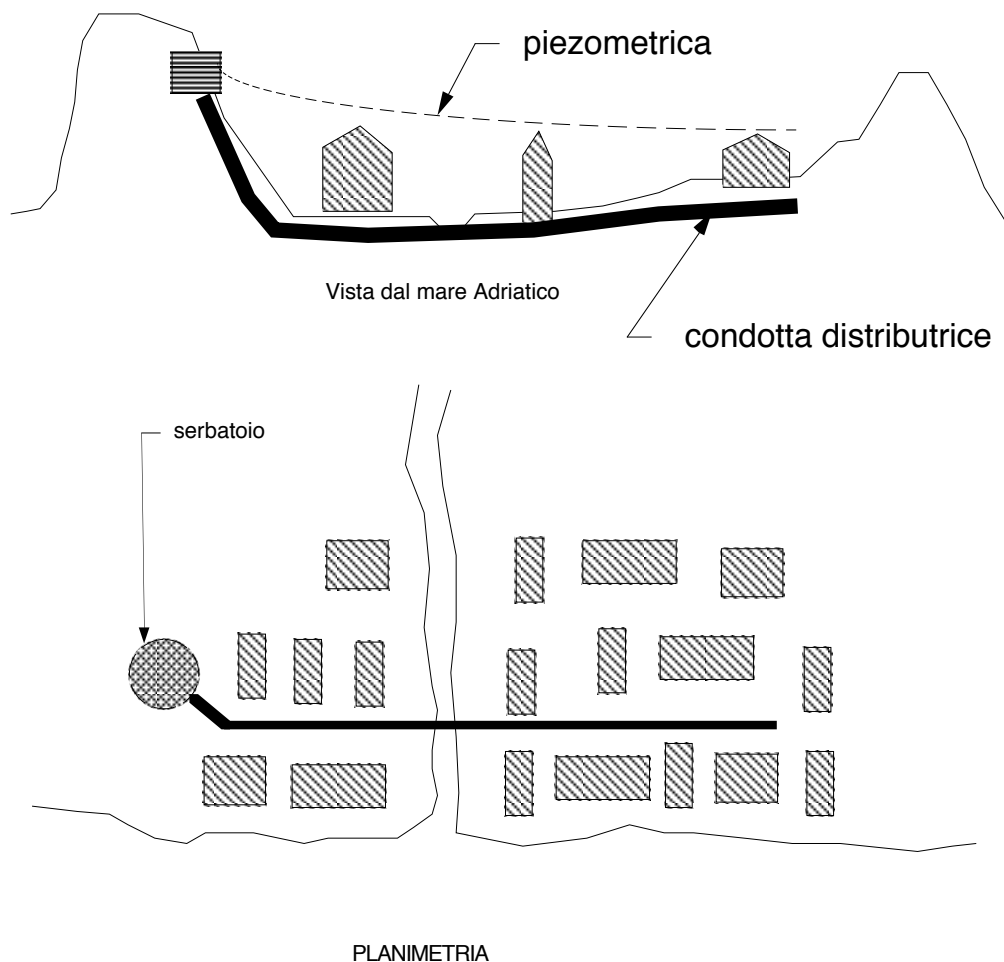
7.2.2 La distribuzione ad arteria principale

Va sotto il nome di distribuzione ad arteria principale una serie di sistemi più o meno complessi di reti utilizzati in centri abitati che hanno in planimetria una direzione prevalente sulla seconda.

In genere a tale schema fanno riferimento le città costiere abruzzesi e marchigiane.

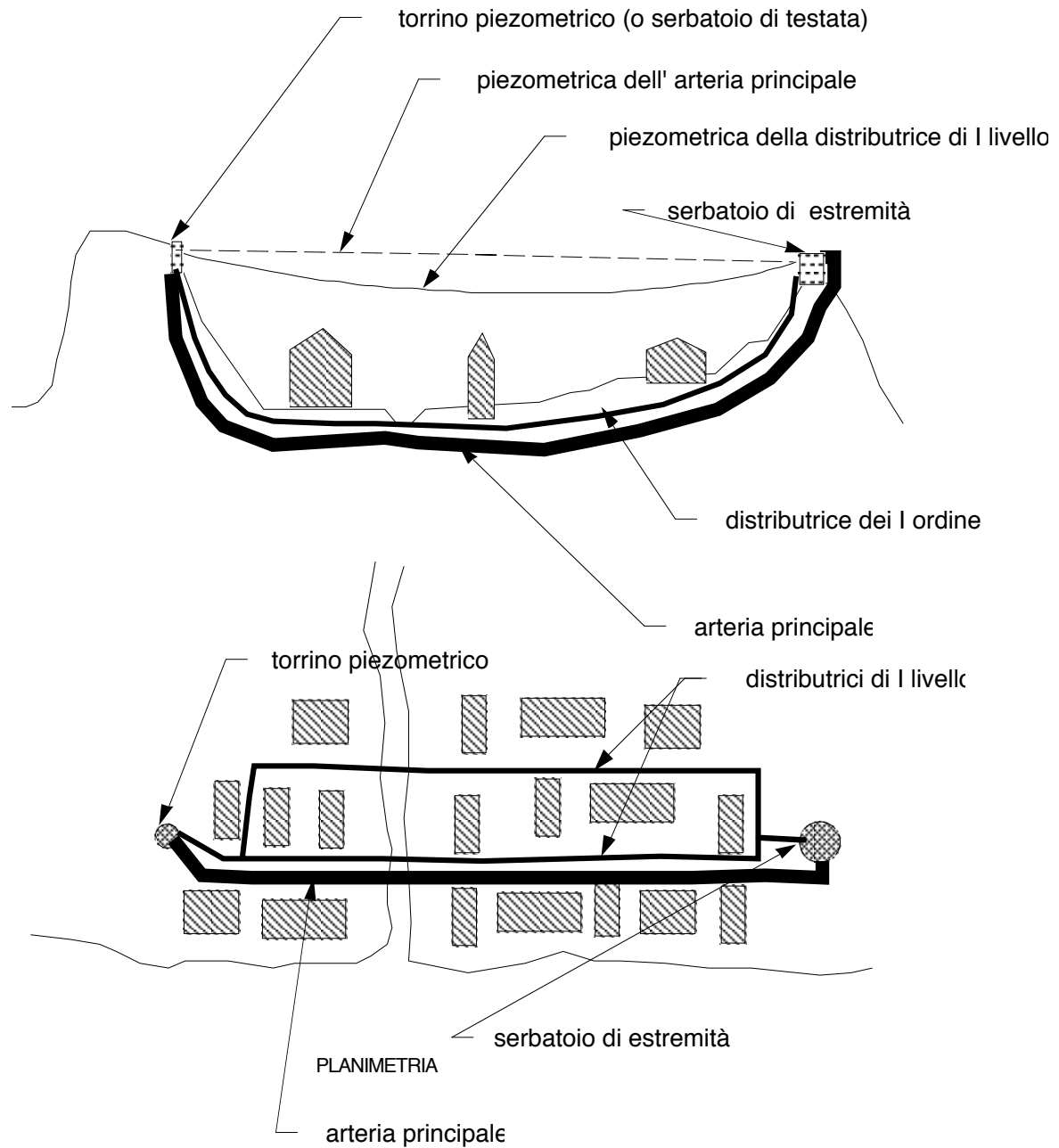
Queste si snodano tra due sistemi di colline l'uno a Sud, l'altro a Nord e sono attraversate dal corso d'acqua che ha modellato la vallata.

La figura che segue da una vista dal mare di un tale schema cittadino.



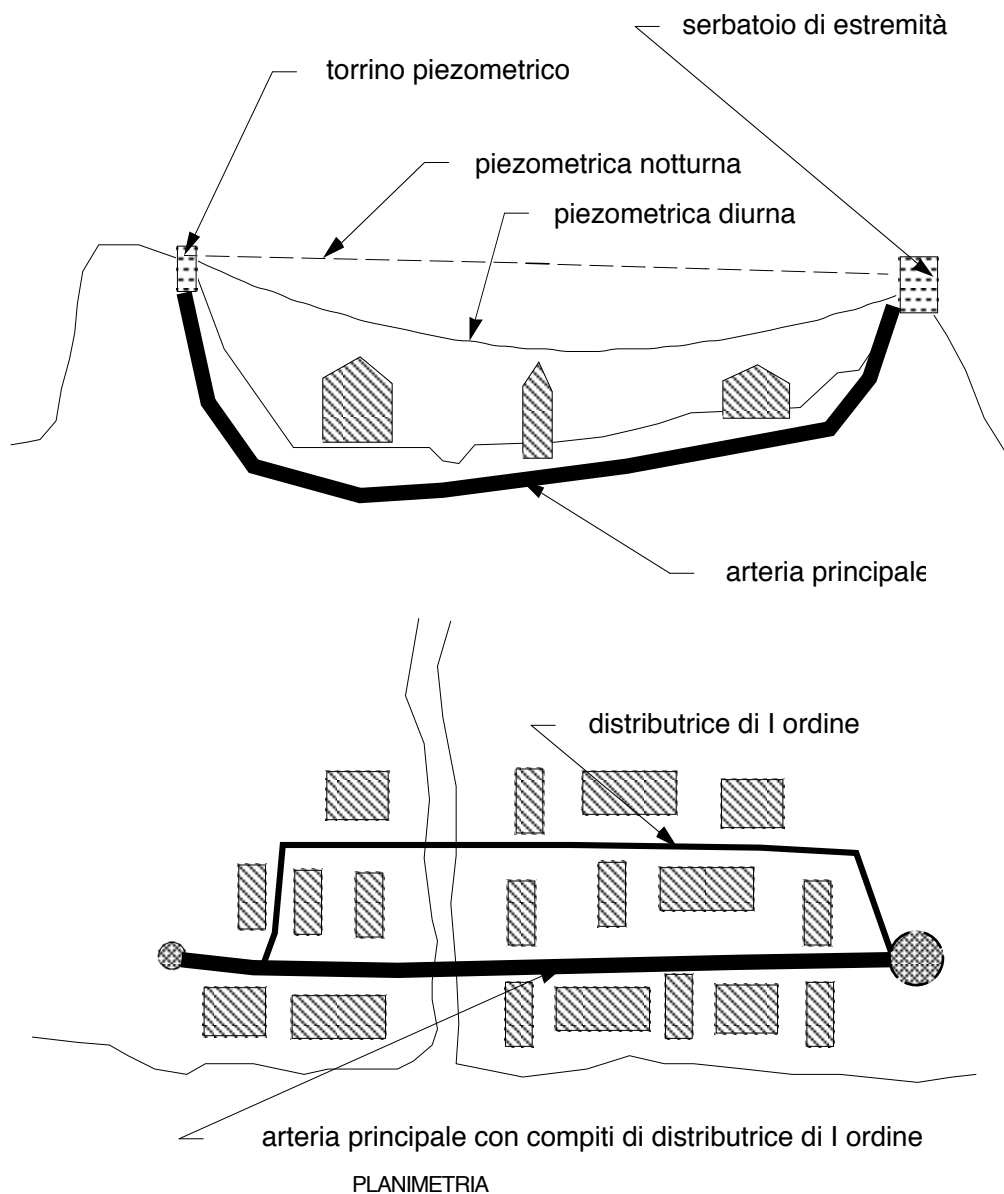
Il più semplice schema idraulico è quello della figura che precede. Su una delle colline si posiziona un serbatoio seminterrato e da questo si fa partire una rete distributrice lineare (arteria principale) che distribuisce l'acqua al centro abitato.

E' evidente anche dall' esame grafico della menzionata figura come le ultime abitazioni siano svantaggiate ed abbiano problemi di rifornimento idrico in specie ai piani più alti.



La figura che precede é invece relativa ad uno schema estremamente corretto ma anche molto costoso

Vengono realizzati due serbatoi, uno dei quali, il primo, può avere anche capacità modeste sino a ridursi ad una sola torre piezometrica.



L'acqua perverrà dalla adduttrice al primo serbatoio (torrino) e da questo con una apposita condotta (arteria principale) al secondo. Da entrambi verrà inviata alla rete di distribuzione. Ne segue una piezometrica che avrà due punti fissi (le estremità) ed il punto più basso sarà quello di equilibrio tra le acque provenienti dai due serbatoi.

Un tale schema é tuttavia molto costoso, pertanto si ricorre sovente a quello rappresentato nella figura che segue, che pur mantenendo i principi del precedente risulta essere meno oneroso.

La stessa condotta che unisce i due serbatoio (arteria principale) fa da distributrice.

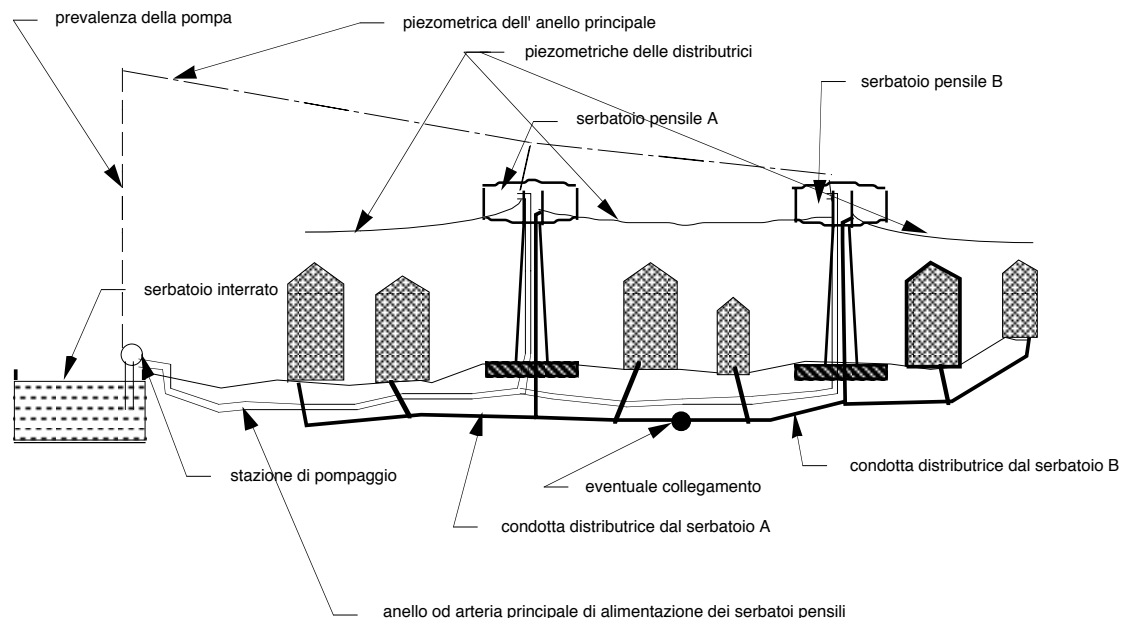
7.2.3 Altri tipi di distribuzione

In città pianeggianti dove non esiste la possibilità di serbatoi in quota si ricorre, sovente a serbatoi pensili.

Questi hanno modeste capacità e pertanto non possono alimentare l'intera rete cittadina. Ciascuno avrà una propria zona di influenza.

Essi a loro volta potranno essere alimentate di un'arteria od un anello che nel caso di figura é alimentato da una stazione di spinta.

Ne segue lo schema qui riportato.



Le reti distributtrici dei vari serbatoi possono essere tra loro ricollegate (ma é sempre opportuno che i collegamenti non siano plurimi (cioè più condotte che ricollegano gli stessi serbatoi) onde facilitare, come già detto operazioni di manutenzione e/o di esclusione dal servizio di un serbatoio.

Ben poco vi é da dire sulle reti aperti che alimentano frazioni isolate, case sparse, tipiche degli acquedotti rurali.

E3 solo opportuno, ove possibile che anche in questi casi vengano realizzati, in quota o pensili dei serbatoi anche modesti.

Con tali opere che in questi casi assolvono più a compiti di sconnessione che a quelli di stoccaggio si suddivide la condotta in tratti con compiti di solo trasporto dell' acqua (con qualche modesta distribuzione lungo il percorso), a compiti di esclusivo trasporto.

Eventuali sprechi dovuti a consumi impropri (irrigazione di orti) che spesso in tali acquedotti vengono a verificarsi sono così se non impediti, contenuti negli effetti : non può essere sprecata più acqua di quelle che contenuta nel serbatoio.

Più complesso é il caso di città più o meno grandi che presentino grandi dislivelli e conformazione morfologica più o meno complessa.

Una di queste città é certamente Ancona che presenta entrambi i problemi:

- grandi dislivelli;
- conformazione complessa

E' evidente che in casi analoghi ben difficilmente uno schema di quelli prima esaminati possa adattarsi *sic et simpliciter*.

Le città con notevoli dislivelli altimetrici occorrerà vengano divise in più zone, ciascuna con dislivelli (tra i piani di campagna) non superiori ai 40÷50 metri.

Ciascuna di queste zone dovrà avere una propria rete di distribuzione del tutto indipendente da quella delle altre zone (salvo eventuali collegamenti di emergenza). Ciascuna rete dovrà avere un proprio serbatoio posto ad idonea quota sul piano di campagna medio della zona da servire. In particolare non é opportuno che in ciascuna rete si superino in rete pressioni pari ad 80 metri di colonna d'acqua. Valori maggiori oltre a dare fastidio agli utenti che peraltro devono stare molto attenti agli effetti dei getti sugli oggetti che portano sotto i rubinetti per il lavaggio ecc.. compromettono la tenuta dei rubinetti in genere ed in particolare di quelli a chiusura automatica quali quelli di lavatrici, lavastoviglie ecc...

Pertanto la prima precauzione di un acquedottista sarà quella di individuare su una carta a curve di livello le diverse zone, comprese tra due isoipse che possono essere alimentate dallo stesso serbatoio, progettando per ciascuna di esse una apposita rete distributrice.

Se la città si presenta morfologicamente complessa sono necessari studi

dettagliati per individuare la suddivisione in reti diverse.

Si è già detto di Ancona che presenta una zona (a sua volta da suddividere in varie sottozone in funzione della quota) delimitata dal dislivello del collettore naturale che dal Passetto, percorrendo viale della Vittoria e poi Corso Garibaldi giunge al porto, ed un'altra zona al di qua della "galleria" anch'essa a sua volta da suddividere in varie sottozone in funzione della morfologia e della quota, per esempio la zona di valle Miano, il Piano, ecc.

Ma Ancona non è un caso isolato, anche altre città necessitano di svariate reti di distribuzione in funzione della loro complessità morfologica, qui citiamo Roma e Napoli, ma l'elenco potrebbe essere lunghissimo.

Di certo ognuna delle dette reti, singolarmente si ispirerà ad uno schema più o meno classico adattandolo alla circostanza o meglio alla morfologia locale.

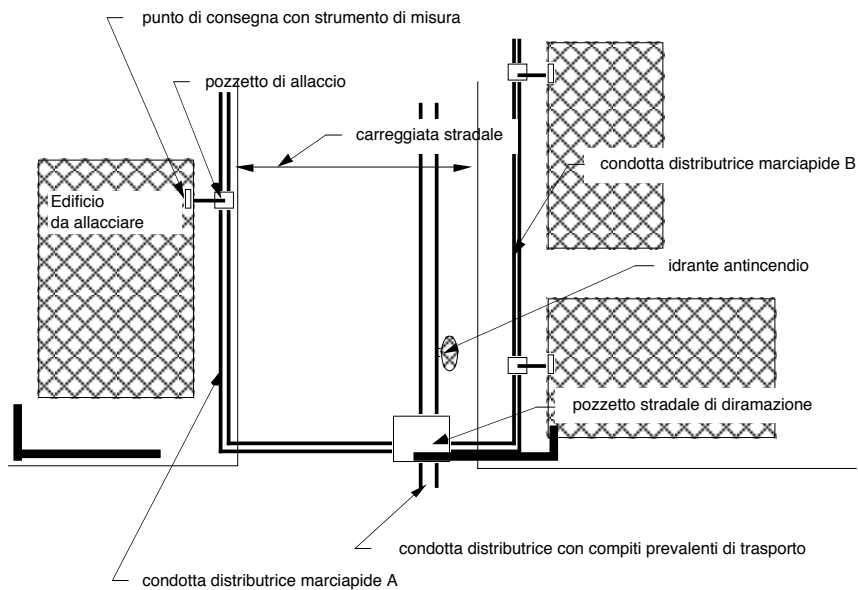
Scarso effetto in questa fase progettuale deve avere l'altezza media degli edifici, infatti è ovvio che l'acquedotto pubblico dovrà poter servire gli utenti senza ulteriori rilanci (necessità di ulteriori pompaggi) di acqua.

Ma chiaramente un tale servizio non potrà essere prestato in quelle zone dove sono stati (o saranno realizzati) edifici di grande altezza (edifici a torri, grattacieli ecc...)

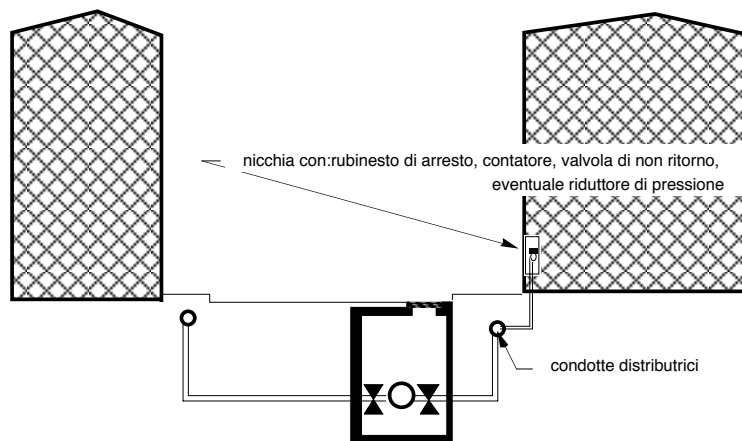
Possiamo ammettere che direttamente l'acquedotto possa alimentare edifici sino a 5÷6 piani. Vale a dire sino a 15÷18 metri dal piano di campagna. Infatti tenuto conto che affinché l'acqua fuoriesca da un rubinetto con la necessaria energia è necessario che abbia immediatamente a monte di questo una pressione di 5 metri di colonna d'acqua. Ne segue che ai piedi dell'edificio posto nella zona più alta delle reti distributrici dovrà avere una pressione di circa 25 metri di colonna d'acqua (tenuto conto delle perdite di carico) e quindi se la zona più alta ha quota di 50 metri superiore a quella più bassa, tenuto sempre conto delle perdite di carico, risulta che la distribuzione sarà necessario appunto una pressione massima di 80 metri di colonna d'acqua. come in precedenza indicato.

7.2.4 La realizzazione delle reti di distribuzione

La figura che segue illustra un esempio di realizzazione di distribuzione.



PLANIMETRIA



SEZIONE

Fin tanto che la condotta distributrice ha un diametro superiore ai 100 mm si ritiene non opportuno che svolga compiti effettivi di distribuzione cioè che venga ampiamente sfioracchiata per prelievi d'acqua da parte di utenze (cioè con condotte di allacciamento).

Si può invece realizzare una distribuzione del tipo di quella sopra schematizzata, che peraltro ha in vantaggio di evitare continui tagli ed attraversamenti delle sede stradale con condotte di allaccio.

All' uopo si collocano delle condotte di diametro modesto, in genere in PEAD, al di sotto dei marciapiedi, dalle quali si dipartono gli allacci alle utenze.

Tali condotte sono poi ricollegate con la distributrice cittadina in appositi pozzetti di diramazione.

Tale razionalizzazione comporta un maggior onere di costruzione ma gestioni molto più semplici e con costi molto minori.

L'eventuale rifacimento delle distribuzioni, oggi tali reti sono le più deteriorate e maggiormente necessitanti di interventi manutentori) deve poter servire anche per razionalizzazione il punto di consegna (che deve essere dotato, in generale di valvola di non ritorno, di rubinetto d'arresto, di eventuale riduttore di pressione e di strumento di misura: contatore).

Tale punto di consegna deve avvenire il luogo facilmente accessibile dalla pubblica via in modo da facilitare lettura dei contatori ed eventuali altri interventi degli uffici preposti alla gestione dell' acquedotto.

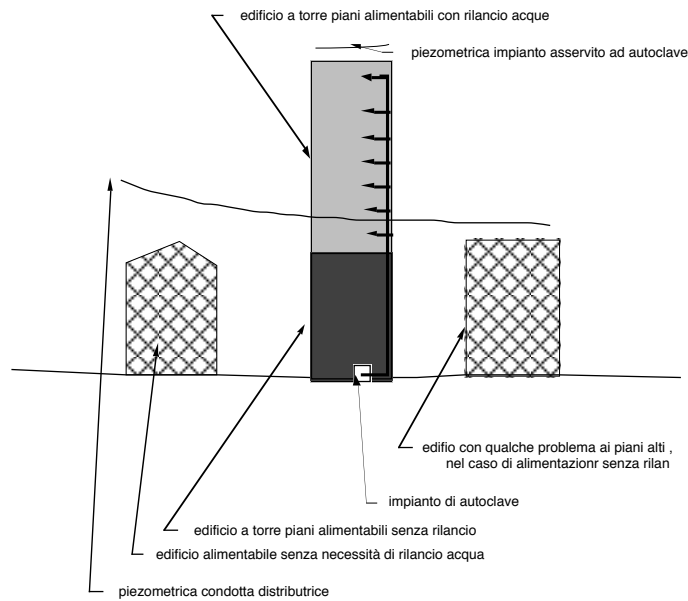
Lungo la rete di distribuzione é poi necessaria la presenza di idranti antincendio, che sono posti nella immediataprossimità di condotte distributrici di diametro e pressione adeguata e sono riconoscibili dai chiusini a forma ovale (quando non trattasi di idranti esterni all' americana).

7.2.5 Cenni alla necessita di sollevamento d'acqua negli edifici

Si é già detto che le reti di distribuzione pubblica non possono alimentare direttamente edifici alti o grattacieli.

In tal caso sarà compito del proprietario dell' edificio (condominio) provvedere a che l'acqua prelevata dall' acquedotto pubblico possa giungere anche ai piani più alti della torre.

Infatti stando alla rete distributrice cittadina, la piezometrica taglierà in due l'edificio a torre, come illustrato in figura.



Dalla stessa si evince come una parte dell' edificio potrebbe ancora essere alimentata direttamente dall' acquedotto ed un'altra dovrà necessariamente essere alimentata tramite autoclave.

Di norma si verifica che poi tutto il condominio verrà alimentato da autoclave.

In quanto segue non ci si vuole soffermare sul dimensionamento di queste, peraltro non difficile, ma su alcune questioni che più da vicino riguardano il servizio acquedottistico.

E' estremamente importante :

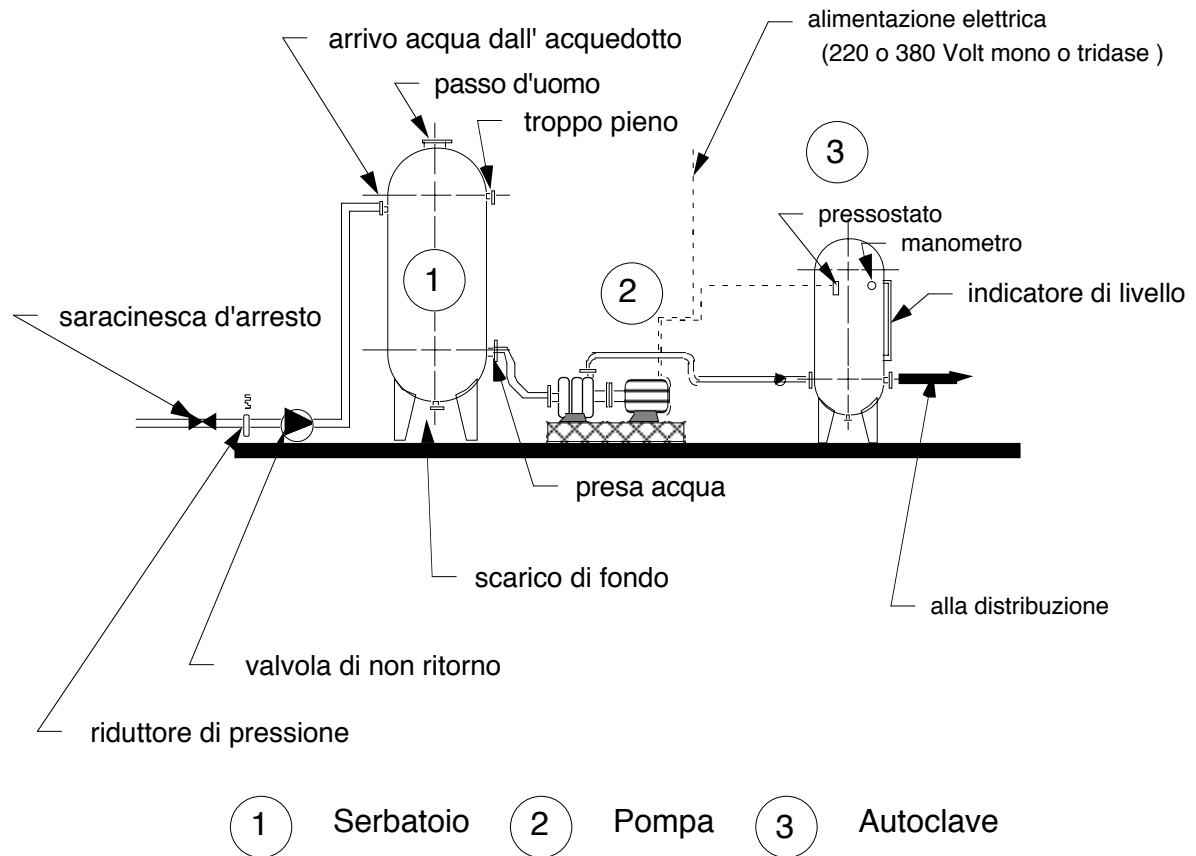
- a) che tra serbatoio a monte dell' autoclave, vedi figura seguente, erete idrica cittadina vi sia un riduttore di pressione
- b) che non siano presenti by-pas al sistema autoclave.

Quest' ultima é una norma di tipo igienico che serve a non far ritornare in rete acque già entrate nella rete idrica del condominio

La prima invece serve a far si che la piezometrica cittadina non si adegui al livello idrico del serbatoio.

A monte del riduttore di pressione vi possono essere le prese per la parte di condominio alimentabile senza autoclave.

E' ovvio che se il condominio é una torre di diversi piani possono essere necessari più impianti di sollevamento.



Circa la progettazione di tali impianti di autoclave come pure sulle altre opere d'arte esi rimanda agli appositi capitoli delle presenze dispense.

7.3 Il dimensionamento delle reti di distribuzione

Per dimensionare una rete distributiva occorre tener conto :

- a) della portata che ciascun tratto della rete deve erogare alle utenze nel momento di massimo consumo;
- b) della quantità che ciascun tratto deve trasportare per rifornire la rete a valle;
- c) la pressione che in ciascun tratto, espressa in metri di colonna d'acqua (almeno superiore di 5 metri all' edificio più alto);
- d) inoltre va tenuto conto, soprattutto nei piccoli centri della necessità di prevedere ed installare, anche in periferia, di idranti antincendio, i quali per poter funzionare richiedono portate dell' ordine di 5÷10 l/s e pressioni di almeno 3 atm.

Per tali motivi le distributrici del IV ordine non dovrebbero mai avere diametri interni inferiori ad 80 mm (ma se sono previsti idranti il diametro non é consigliabile scenda al di sotto di 10 mm).

Le diramazioni di ordine superiore a quello prima indicato possono anche non essere soggette a calcolo (va comunque verificato che a monte della diramazione di sia pressione sufficiente).

Uno dei problemi più difficoltosi da affrontare é quello della stima delle portate che la rete deve distribuire lungo il percorso.

A tal fine sarebbe necessario conoscere la distribuzione degli utenti strada per strada. Tali informazioni possono essere tratte dall' anagrafe.

Detta Q_i la portata complessivamente distribuita dall' i-esimo tronco di distributrice, lungo L_i , lungo il quale sono distribuiti P_i abitanti, avremo:

$$Q_i = \frac{P_i}{P} \bar{Q}_a \quad (119)$$

dove:

P é la popolazione dell' intero centro

e

\bar{Q}_a é la portata medua annua

Ne segue che la portata q_i per unità di lunghezza, varrà:

$$q_i = \frac{Q_i}{L_i} \quad (120)$$

La valutazione della q_i come sopra indicato é piuttosto complessa in quanto fa riferimento appunto alla distribuzione P_i della popolazione.

Un'altro metodo, più pratico ma meno preciso, é quello di suddividere la città in zona di pari densità abitativa.

Sia c_i un parametro che esprime la densità di poloazione nella strada i -esima sita nella j -esima zona, ne segue che avremo:

$$Q_i = \frac{c_i L_i}{\sum c_i L_i} \bar{Q}_a \quad (121)$$

o, in termini di portate per unità di lunghezza, avremo:

$$q_i = \frac{Q_i}{L_i} = \frac{c_i}{\sum c_i L_i} \bar{Q}_a \quad (122)$$

Come nella quasi totalità dei problemi di ingegneria non esiste un vero e proprio calcolo di progetto.

Si giunge al dimensionamento per:

- via sintetica (per similitudine con casi analoghi),

o

- basandoci grossolanamente su diametri atti a contenere entro determinati valori (max 2 m/s) le velocità delle portate fluenti

oppure

- tramite l'esperienza maturata.

Il criterio cui occorre informare il dimensionamento é quello di un anello principale di pari diametro alla condotta di avvicinamento¹⁰ avendo cura che in quest'ultima le velocità non superiori i 2 m/s

Fissato il diametro dell' anello principale e fissate le portate uscenti da ciascun nodo, é poi possibile stabilire "a sentimento" i diametri delle distributrici dal II al IV ordine che vanno poi sottoposti a procedimento di verifica.

In vero si potrebbe impostare il seguente calcolo di dimensionamento che ha la sua logica in un criterio di economia consistente nel minimizzare il costo relativo all' anello principale ed alla sole condotte del secondo ordine:

$$C = a D^v L + \sum_{\text{tutte le condotte dei II ordine}} a_i d_i^{v_i} l_i \quad (123)$$

con :

- a ed a_i coefficienti della (40);
- v e v_i esponenti della (40);
- L lunghezza totale dell' anello principale e della condotta di avvicinamento;
- l_i lunghezza delle condotte del II ordine;
- D diametro unico dell' anello principale e della condotta di avvicinamento;
- d_i diametro delle condotte del II ordine

sotto le condizioni che siano fissati i dislivelli piezometrici h_i tra serbatoio S ed estremità della i-esima condotta secondaria.

Per h_i potremmo dunque scrivere :

¹⁰ Sassoli e Milano. Il Giornale del Genio Civile 1973, hanno dimostrato tuttavia la convenienza (economica) di diametri diversi allorquando la condotta di avvicinamento é di lunghezza considerevole.

$$h_i = H_S - H_i = \sum_{\text{lungo il tratto d'anello}} b_{i,a} \frac{L_i Q_{i,a}^2}{D^\mu} + \sum_{\text{lungo la secondaria}} b_i \frac{l_i q_i^2}{D^{\mu_i}} \quad (124)$$

ponendo dunque:

$$A_i = \sum_{\text{lungo il tratto d'anello}} b_{i,a} L_i Q_{i,a}^2 \quad (125)$$

$$B_i = \sum_{\text{lungo la secondaria}} b_i l_i q_i^2 \quad (126)$$

la (126) diventa:

$$h_i = \frac{A_i}{D^\mu} + \frac{B_i}{d_i^{\mu_i}} \quad (127)$$

Adottando il metodo dei moltiplicatori di Lagrange, avremo dunque:

$$C = a D^v L + \sum_{\text{tutte le condotte dei II ordine}} a_i d_i^{v_i} l_i + \lambda_i h_i \quad (128)$$

Che va derivata rispetto a ciascun d_i oltre che rispetto a D ed i relativi risultati eguagliati a zero, avremo dunque:

$$\frac{\partial C}{\partial d_i} = a_i v_i d_i^{v_i-1} l_i + \lambda_i \frac{\mu_i B_i}{d_i^{\mu_i-1}} = 0 \quad (129)$$

$$\frac{\partial C}{\partial D} = a v D^{v-1} L - \mu \sum \frac{\lambda_i A_i}{d_i^{\mu_i-1}} = 0 \quad (130)$$

Ricavando i valori di λ_i dalle (129) :

$$\lambda_i = \frac{a_i v_i d_i^{(v_i + \mu_i)} l_i}{\mu_i B_i} \quad (131)$$

e sostituendoli nella (130), avremo:

$$D^{v+\mu} = \frac{1}{L} \sum \frac{A_i l_i d_i^{\mu+v}}{B_i} \quad (132)$$

Il sistema costituito dalle :

$$d_i = \left(\frac{B_i}{h_i - \frac{A_i}{D^\mu}} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (133)$$

e dalla (132) é risolvibile previa linearizzazione con i metodi del calcolo numerico.

Un tempo la si risolveva, per tentativi tramite l'organizzazione di tabelle ad hoc.

Si fissava un diametro D, di tentativo, per l'anello principale con l'unica condizione che i denominatori delle (133) siano positivi. Quindi si calcolano i valori di d_i .

In generale la (132) non sarà verificata, dalla quale potremo calcolare il valore D'. Come valore di secondo tentativo adotteremo un valore intermedio tra D e D' e così di seguito sin tanto che non si otterranno scarti D^{i-esimo} - D^{i-esimo+1} tecnicamente insignificanti.

La tabella che segue da un' idea di come può essere organizzato un tale calcolo in maniera manuale o con solo foglio elettronico.

| diramaz | h(i) | A(i) | B(i) | l(i) | h(i)-[A(i)/D] | B(i)/{h(i)-[A(i)/D]} | D(i) | {A(i) l(i) D^(5+2)}/D(i) |
|---------|------|------|------|------|---------------|----------------------|------------------------------------|--------------------------|
| 1 | | | | | | | | |
| 2 | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| N | | | | | | | | |
| | | | | | | totale | $\sum\{A(i) l(i) D^{(5+2)}\}/D(i)$ | |

Non ci soffermiamo oltre sull' argomento. accenniamo solo che anche su tale argomento, come su quello affrontato appena oltre cioè della verifica, negli ultimi anni, cioè dall' avvento dei computer, sono stati tentativi di ottenere softwar risolutori del problema.

Citiamo i lavori di Cenedese (Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche di Roma del 1976) e di Artina (Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche di Bologna del 1982) ma nessuno di questi é mai stato effettivamente risolutore anzi non é stata a tutt'oggi non solo provata l'unicità della soluzione ma appunto neppure una qualche soluzione soddisfacente¹¹.

¹¹ Si confronti PILATI e TODINI, Istituto di Costruzioni Idrauliche, Bologna

7.4 La verifica delle reti di distribuzione

Releghiamo volutamente ed in una nota il più classico dei metodi per la verifica delle reti idrauliche, quello di Hardy Cross¹² e trattiamo l'argomento con il

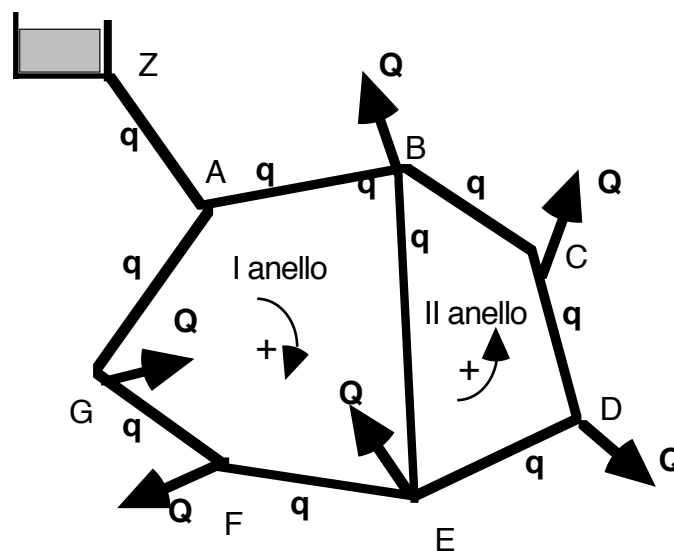
¹² Hardy Cross, nato nel 1895 e scomparso nel 1959 fu professore di Scienza delle Costruzioni in diverse Università americane (Illinois state University ed Virginia University). E' autore di molti metodi numerici per la soluzione approssimata di grandi sistemi di equazione tipiche dell'ingegneria nonché di metodi numerici di linearizzazione.

Ha legato il suo nome oltre che al metodo sopra accennato anche ad un classico metodo per la soluzione di telai strutturali.

Per le reti idrauliche il problema affrontato da Cross è scindibile in due :

- I) linearizzazione di equazioni del secondo ordine;
- II) risoluzione iterativa di un sistema pseudo lineare di diverse equazioni.

In generale può farsi riferimento allo schema che segue, necessariamente limitato a soli due anelli.



Detto h_i la perdita di carico nel i -esimo lato delle j -esimo anello della rete da verificare, avremo:

$$h_i = b_i L_i \frac{q_i^2}{D_i^5} \quad (i)$$

dove volutamente si adotta per L_i il segno positivo se assumiamo che esso sia percorso dall'acqua nel verso positivo e viceversa nel caso opposto. Ovviamente, stante la precedente ipotesi, sarà:

$$\sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} h_i = 0 \quad (\text{ii})$$

In ciascun nodo della rete dovrà inoltre essere verificata l'equazione di continuità

$$\sum_{\text{lati della maglia per il nodo}} q + \sum_{\text{distributrici uscenti dal nodo}} Q = 0 \quad (\text{iii})$$

Questa operazione viene fatta "a sentimento" assegnando a ciascuna portata di tipo q un valore di tentativo plausibile (le portate di tipo Q sono ovviamente note).

Sostituendo la (i) nella (ii)

$$\sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} b_i L_i \frac{q_i^2}{D_i^5} = 0 \quad (\text{iv})$$

ed introdotti in essa i valori di tentativo di q'_i , questa non sarà in generale verificata. Lo sarà invece la (v) dove al posto di q'_i è stato posto il valore corretto q_i ottenuto tramite la:

$$q_i = q'_i + \Delta q_j \quad (\text{ii})$$

dove Δq_j è la correzione delle q'_i per il j -esimo anello (è banale convincersi che la correzione è unica per tutti i lati di un anello: infatti è ovvia conseguenza dell'equazione di continuità (iii))

segue dunque la

$$\sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} b_i L_i \frac{(q'_i + \Delta q_j)^2}{D_i^5} = 0 \quad (\text{vi})$$

o, che è lo stesso la :

$$\sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} \frac{b_i L_i}{D_i^5} (q'_i + \Delta q_j)^2 = 0 \quad (\text{vi})$$

Sviluppando il quadrato del binomio che compare sotto segno di sommatoria, avremo:

$$\sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} \frac{b_i L_i}{D_i^5} (q_i'^2 + 2 q'_i \Delta q_j + \Delta q_j^2) = 0 \quad (\text{vii})$$

Se i valori di q'_i non sono troppo lontani dal vero, allora Δq sarà piccolo ed a maggior ragione lo sarà Δq_j^2 , pertanto la (vii) è semplificabile nella :

$$\sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} \frac{b_i L_i}{D_i^5} (q_i'^2 + 2 q'_i \Delta q_j) = 0 \quad (\text{viii})$$

dalla quale ovviamente avremo:

$$\sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} \frac{b_i L_i}{D_i^5} q_i'^2 + 2 \Delta q_j \sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} \frac{b_i L_i}{D_i^5} q'_i = 0 \quad (\text{ix})$$

ora tenuto conto che nella (ix) l'unica incognita è appunto la correzione Δq_j , possiamo risolverla nella:

$$\Delta q_j = \frac{\sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} \frac{b_i L_i}{D_i^5} q_i'^2}{2 \sum_{i \text{ del } j\text{-esimo anello}} \frac{b_i L_i}{D_i^5} q'_i} \quad (\text{x})$$

Difficilmente la soluzione data dalla (X) sarà quella esatta, in quanto l'approssimazione fatta (cioè il trascurare il quadrato della correzione Δq_j non sarà in generale ammissibile.

metodo generale dell' analisi topologica.

E' tuttavia necessaria una premessa di ordine storico.

Sina a circa metà degli anni '60 il metodo di Cross fu quasi incontrato dominatore del settore. Ma con l'avvento dei computer e le diverse possibilità che questi offrivano e nella sintetizzazione delle reti e nella formulazione stessa del procedimento risolutivo, il metodo di Cross é stato di gran lunga superato anche se non mancarono tentativi (Iannelli, 1963 e 1967) di implementarlo su computer.

A tutt'oggi si trovano sul mercato software che implementano il Cross per reti idrauliche o di metano ma trattasi sempre di procedimenti di gran lunga superati, che trovano ancora qualche applicazione a causa dell' inerzia dei professionisti ad affrontare il problema in termini più corretti.

Si devono a Chandrashekar (Asce Journal of Hydraulic Division, 1972 e 1975) i primi approcci al problema, costituito da un sistema di equazioni non lineari, risolvendolo con il metodo iterativo di Newton-Raphson.

La soluzione esatta la si ottiene reiterando la (x) dopo aver apportate alle q_j le correzioni Δq_j .

Il problema di verifica sarebbe così risolto se l'anello fosse soltanto uno, ma in generale gli anelli sono di più.

In vero all' epoca di utilizzo di tale metodo i progettisti facevano ogni sforzo per limitare ad un numero compatibile con il calcolo manuale il numero di anelli da sottoporre a verifica.

Quello sino ad ora risolto é solo un problema di linearizzazione.

Nel caso di presenza di più anelli, risolto il primo si passa alla soluzione del secondo, poi del terzo ecc... Ogni soluzione porterà delle correzioni del tipo Δ_j che andranno portate anche al lato comune agli anelli contigui e già risolti (é il caso del lato BE della figura precedente).

Risolti per la prima volta tutti gli anelli, si ritorna a risolvere il primo , ovviamente dopo avervi apportato le correzioni Δ_j provenienti dalle soluzioni degli altri anelli.

La soluzione la si ottiene dunque per via iterativa dopo almeno 3 o 4 "giri"

I calcoli si conducono abbastanza celermente se li si organizzano in tabelle, vere precursori dei fogli elettronici attuali, tramite i quali é possibile risolvere oggi il problema alla Cross.

WOOD e CHARLES nel 1972 hanno risolto il sistema ottenuto con la teoria dei grafi usando le tecniche dell'Analisi Lineare¹³, cioè linearizzando come segue:

$$Y_i = K_i q_i^\alpha = \left(K_i q_{i,0}^{\alpha-1} \right) q_i = K'_i q_i \quad i = 1, \dots, NT \quad (134)$$

dove $q_{i,0}$ è il valore approssimato della portata nel tronco iesimo.

Tali metodi sono stati ripresi in Italia dapprima da Curto ed altri (XV Convegno di Idraulica a Costruzioni Idrauliche, 1976- Roma, poi da Mantica e Ribighini (Giornale del Genio Civile , 1979) e quindi da Todini sempre nel 1979.

E' a quest'ultimo che si deve la soluzione generale del problema.

Questi infatti ha impostato il problema come un problema di equilibrio e ne ha cercato la soluzione stabile minimizzandone l'energia in gioco.

Ha quindi ottenuto un sistema univocamente determinato anche da un punto di vista numerico e quindi una soluzione rispondente sempre alla soluzione del problema fisico, cosa che a volte, con gli altri procedimenti non si otteneva (infatti trattandosi di un problema non lineare questo in generale ammette oltre che la soluzioni fisica anche altre solo matematiche¹⁴).

CONTRO e FRANZETTI, nel 1980, impostando ancora il problema come il I Todini ma usando un algoritmo diverso (regola di coniugazione delle direzioni ammissibili), permettono di inserire espressioni non monomie delle perdite di carico.

E' poi da citare anche il POGGI che ha messo a punto, nel 1985, un metodo che si propone di raggiungere la distribuzione delle portate di regime permanente mediante un procedimento di integrazione delle equazioni di moto vario in ciascun ramo usando la teoria delle linee caratteristiche già applicata da

¹³ Un precedente approccio con il metodo dell' analisi lineare é dovuto a Shamir e Howard (1968) in "Water distribution sysetm analysis" Jr of Hydraulic Div. ASCE Vol . N/ro 94 pag 219-234

¹⁴ Come riscontrato da Carlo CAO (1963 - VIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche di Pisa)per il metodo di Cross, e da MANTICA e RIBIGHINI (1982 - IV Conferences internationale sur la planification et la gestion des eaux IV Conferences internationale sur la planification et la gestion des eaux.Marseille F) per i metodi basati sull' Analisi lineare.

EVANGELISTI, in maniera soddisfacente, allo studio del colpo d'ariete.

Trattasi però di procedimento, quest'ultimo non entrato nella pratica cossente, ma utilissimo per sitazioni particolari.

In sostanza oggi disponiamo di due metodi per la soluzione del problema di verifica:

- il metodo del gradiente coniugato;
- il metodo dell' analisi lineare.

Qui di seguito verranno esposti entrambi.

Un confronto tra i due metodi é stato portato avanti da Mantica e Savini (1992) ne é risultato che il metodo del gradiente coniugato gode di una maggiore celerità di soluzione.

7.4.1 Impostazione del problema in termini topologici

Nel precedente punto 5.3.2 si é già impostata la definizione di una rete acquedottistica in termini topologici. Il caso trattato nel punto menzionato faceva espresso riferimento ad acquedotti consortili, ma ovviamente le (70) e le (71) valgono anche per le reti di distribuzione.

$$\mathbf{h} = \mathbf{A}^T \mathbf{H} + \mathbf{A}_n^T \mathbf{H}_n \quad (70)$$

$$\left| \begin{array}{c} \mathbf{q} \\ \text{---} \\ \mathbf{Q}_n \end{array} \right| + \left| \begin{array}{c} \mathbf{A} \\ \text{---} \\ \mathbf{A}_n \end{array} \right| \mathbf{q} = 0 \quad (71)$$

dove \mathbf{A} é la matrice topologica definita come nel punto menzionato dove peraltro sono definiti anche gli altri termini matriciali delle (70) e (71).

Il vettore \mathbf{h} che rappresenta la perdita di carico nei vari lati della rete, avrà generica espressione:

$$h_j = H_i - H_{i+1} = b_j \frac{q_j^\alpha}{D_j^\mu} L_j \quad (135)$$

Tenuto conto che $b_j \frac{L_j}{D_j^\mu}$ sono delle costanti che possiamo indicare con r_j , ponendo quindi :

$$r_j = \frac{L_j}{D_j^\mu} \quad (136)$$

avremo

$$h_j = r_j q_j^\alpha \quad (137)$$

che sostituito scritta in termini matriciali e sostituita nella (70) porta il problema (70) e (71) ad un problema, determinato, nelle sole \mathbf{q} , non lineare

7.4.2 Il metodo dell' analisi lineare

Il metodo dell' analisi lineare si basa sulla seguente trasformazione della (137).

Si ponga :

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \quad (138)$$

ne segue che la (137) si trasforma nella:

$$h_j = r_j q_j^{\frac{1}{\delta}} \quad (137')$$

o, che é lo stesso

$$q_j = \frac{h_j^\delta}{r_j} \quad (139)$$

Introducendo ora una matrice quadrata \mathbf{Y} con i soli elementi diagonali non

nulli, ed il cui generico elemento diagonale sia:

$$y_{j,j} = \frac{h_j^{\delta-1}}{r_j^\delta} \quad (140)$$

la (139) diviene:

$$q_j = y_{j,j} h_j \quad (141)$$

ed, in forma matriciale:

$$\mathbf{q} = \mathbf{Y} \mathbf{h} \quad (142)$$

che sostituita nella (71) riporta il problema ad uno pseudo-lineare¹⁵ nelle sole h.

$$\mathbf{Q} + \mathbf{A} \mathbf{Y} \mathbf{h} = 0 \quad (143)$$

e tenuto conto della (70) avremo:.

$$\mathbf{A} \mathbf{Y} \left(\mathbf{A}^T \mathbf{H} + \mathbf{A}_n^T \mathbf{H}_n \right) + \mathbf{Q} = 0 \quad (144)$$

posto dunque.

$$\mathbf{C} = \mathbf{A} \mathbf{Y} \mathbf{A}^T \quad (145)$$

e:

$$\mathbf{B} = -\mathbf{Q} - \mathbf{A} \mathbf{Y} \mathbf{A}_n^T \mathbf{H}_n \quad (146)$$

segue la:

$$\mathbf{C} \mathbf{H} = \mathbf{B} \quad (147)$$

¹⁵ La formulazione sopra esposta del metodo dell' analisi lineare é quella di Curto, invero per una corretta analisi lineare occorrerebbe calcolare lo Jacobiano, cioè le derivate prime di ciascuna equazione fatte rispetto alle varie variabili ed assumerle come coefficienti del sistema linearizzato.

Ma di fatto otterremo un sistema di coefficienti identico a quello sopra indicato a meno di una costante.

La (147) può essere risolta con uno dei tanti metodi dell' analisi numerica per i sistemi lineari¹⁶.

Ottenuta una soluzione \mathbf{h} , questa va sostituita nella (141), quindi a ciascuna iterazione corrispondono nuovi valori delle q_j e nuovi valori della matrice \mathbf{Y} . Si risolve quindi nuovamente la (142).

Il procedimento si arresta quando i valori delle portate ottenute tramite due elaborazioni successive differiscono di entità sufficientemente piccole.

A differenza del metodo di CROSS non è necessario fare una stima della distribuzione iniziale delle portate.

Gli autori hanno calcolato la soluzione iniziale supponendo, in prima approssimazione, che la K'_i della (134) sia indipendente dalle portate.

Questa ipotesi, però, risulta essere valida solo nel caso del moto laminare, quindi non sempre è accettabile; inoltre tale metodo richiede la memorizzazione di matrici di grandi dimensioni allorché lo si applica a reti complesse, pertanto non è sempre agevole il suo utilizzo.

CURTO tenendo conto che la matrice dei coefficienti del sistema di equazioni pseudolineari è simmetrica, sparsa, definita positiva e facilmente diagonalizzabile¹⁷, superano tale limitazione con un procedimento di riduzione a banda della matrice e quindi con conseguente notevole risparmio di memoria.

MANTICA e RIBIGHINI hanno apportato delle modifiche al metodo di CURTO affinché il problema di verifica diventi un problema di simulazione onde ottenere indicazioni utili per la gestione della rete, inoltre hanno introdotta la possibilità di tener conto della presenza di distribuzione idrica lungo i tronchi, di perdite di carico concentrate, di serbatoi sussidiari, nonché viene previsto

¹⁶ Escluso, date le dimensioni il metodo di inversione della matrice sono adottabili il metodo di Gaus, quello di Gaus-Seidel, di Jacobi, di overlassazione e di surlassamento

¹⁷ La matrice \mathbf{C} espressa dalla (145) gode della seguente proprietà (Mantica, 1979, loc. cit.)

$$|c_{ii}| \geq \sum_{k=1, N \text{ con } k \neq i}^N |c_{ik}|$$

l'eventuale inserimento di pompe nella rete.

CALOMINO e VELTRI hanno inserito tra le incognite le portate in ingresso e in uscita in quanto dipendenti dalla piezometria della rete, anch'essa incognita.

7.4.3 Il metodo del gradiente coniugato di Todini

Tutti i metodi sopra menzionati sono non lineari e possono presentare fenomeni di instabilità numerica, nel senso che non sempre la soluzione ottenuta coincide con la soluzione fisica del problema.

TODINI ha dimostrato come la soluzione del problema di verifica coincida con il minimo della potenza dissipata P_d nella rete, nel rispetto dei soli vincoli di continuità ai nodi.

Tale criterio trova fondamento nel principio ben noto della stabilità dell'equilibrio dinamico.

Applicando dunque il metodo del gradiente coniugato al sistema non lineare ottenuto con il predetto criterio, TODINI ha messo a punto un metodo di verifica che arriva alla soluzione indipendentemente dai valori di partenza.

E da notare che, in questo caso, le variabili del problema, cioè portate e carichi, sono determinate simultaneamente, rispettando così maggiormente l'interazione che realmente esiste tra le variabili.

L'energia dissipata da un generico lato della rete é dato dalla:

$$P_{d,i} = K h_i q_i \quad (148)$$

quindi l'energia totale dissipata dalla rete sarà:

$$P_d = K \sum_{\text{tutti i lati}} h_i q_i \quad (149)$$

Per il principio dei lavori virtuali¹⁸ otterremo la soluzione di equilibrio imponendo il minimo della (149) o , che é lo stesso della:

$$\frac{P}{K} = \sum_{\text{tutti i lati}} h_i q_i \quad (149')$$

sotto le condizioni espresse dalla (71).

Si introduca all'uopo un vettore colonna $\boldsymbol{\lambda}$ di tanti componenti quanti i nodi della rete costituenti i moltiplicatori di Lagrange da associare alle (71) avremo che la funzione da minimizzare $L(\mathbf{q}, \boldsymbol{\lambda})$ sarà :

$$L(\mathbf{q}, \boldsymbol{\lambda}) = h |\mathbf{q}| + \boldsymbol{\lambda}^T (|\mathbf{Q}| + |\mathbf{A}| \mathbf{q}) \quad (145)$$

e, tenuto conto della (137) avremo:

$$L(\mathbf{q}, \boldsymbol{\lambda}) = r^T |\mathbf{q}|^{\alpha+1} + \boldsymbol{\lambda}^T (|\mathbf{Q}| + |\mathbf{A}| \mathbf{q}) \quad (145')$$

derivando sia rispettp a \mathbf{q} che a $\boldsymbol{\lambda}$ ed eguagliando a zero:

$$\frac{\partial L(\mathbf{q}, \boldsymbol{\lambda})}{\partial \mathbf{q}} = (\alpha+1) r^T |\mathbf{q}|^{\alpha} + \mathbf{A} \boldsymbol{\lambda} = 0 \quad (146)$$

$$\frac{\partial L(\mathbf{q}, \boldsymbol{\lambda})}{\partial \boldsymbol{\lambda}} = \mathbf{A} \mathbf{q} - \mathbf{Q} = 0 \quad (147)$$

Considerando poi che¹⁹ :

¹⁸ Si confronti R. Einaudi "Meccanica Razionale" vol II pag. 294 edizioni Pellegrini, Pisa 1967.

¹⁹ Infatti dalla 141 , esplicitando in y_{jj} avremo:

$$y_{jj} = \frac{q_j}{h_j}$$

e tenuto conto della (137) avremo:

$$y_{jj} = \frac{q_j}{r_j q_j^{\alpha}}$$

$$\mathbf{Y} = \mathbf{r}^T |\mathbf{q}|^{\alpha-1} \quad (148)$$

avremo:

$$(\alpha+1) \mathbf{Y} \mathbf{q} + \mathbf{A} \boldsymbol{\lambda} = 0 \quad (149)$$

$$\mathbf{A} \mathbf{q} = \mathbf{Q} \quad (150)$$

I secondi membri del sistema di $N+M$ equazioni (N quanti i lati ed M quanti i nodi) nelle incognite $\begin{vmatrix} \mathbf{q} \\ \boldsymbol{\lambda} \end{vmatrix}$ costituito dalle (149) e (150) sono dei termini

noti, che in forma matriciale assumono la scrittura $\begin{vmatrix} 0 \\ \mathbf{Q} \end{vmatrix}$.

Occorre dare forma matriciale anche ai coefficienti del sistema: la presenza di un vettore partiti in due sia per le incognite che per i termini noti porta a dedurre che la matrice del sistema sarà partita in quattro²⁰.

Il primo quadrante conterrà i coefficienti della (149) relativi alla variabile \mathbf{q} , quindi $(\alpha+1) \mathbf{Y}$.

Il quarto quadrante conterrà i coefficienti della (149) relativi alla variabile $\boldsymbol{\lambda}$,

da cui

$$y_{jj} = \frac{1}{r_j q_j^{\alpha-1}}$$

ne segue la (148).

²⁰ Nel seguito indicheremo con verso antiorario i quattro quadranti della matrice partita, cioè secondo lo schema seguente:

$$\begin{vmatrix} \text{primo} & \text{quarto} \\ \text{secondo} & \text{terzo} \end{vmatrix}$$

quindi \mathbf{A} .

Il secondo quadrante conterrà i coefficienti della (150) relativi alla variabile \mathbf{q} , quindi \mathbf{A} .

Il terzo quadrante conterrà i coefficienti della (150) relativi alla variabile $\boldsymbol{\lambda}$, quindi $\mathbf{0}$.

La matrice dei coefficienti sarà dunque la :

$$\left| \begin{array}{cc|c} (\alpha+1) \mathbf{Y} & \mathbf{A} & \\ \hline \mathbf{A} & & \mathbf{0} \end{array} \right|$$

ed il sistema sarà quindi dato dalla :

$$\left| \begin{array}{cc|c} (\alpha+1) \mathbf{Y} & \mathbf{A} & \\ \hline \mathbf{A} & & \mathbf{0} \end{array} \right| \left| \begin{array}{c} \mathbf{q} \\ \hline \boldsymbol{\lambda} \end{array} \right| = \left| \begin{array}{c} \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{Q} \end{array} \right|. \quad (151)$$

Posto poi

$$\mathbf{H} = \frac{\boldsymbol{\lambda}}{(\alpha+1)} \quad (152)$$

segue che il sistema (151) si modifica nella²¹ :

$$\left| \begin{array}{cc|c} \mathbf{Y} & \mathbf{A} & \\ \hline \mathbf{A} & & \mathbf{0} \end{array} \right| \left| \begin{array}{c} \mathbf{q} \\ \hline \mathbf{H} \end{array} \right| = \left| \begin{array}{c} \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{Q} \end{array} \right|. \quad (153)$$

La (153) non é lineare e pertanto per essere risolta va linearizzata, il Todini propone il metodo del gradiente coniugato (e dall' uso di tale metodo prende il nome il presente procedimento di verifica delle reti).

²¹ Eseguendo il prodotto matriciale della (153) tra partizioni, avremo:

$$\mathbf{Y} \mathbf{q} + \mathbf{A} \mathbf{H} = \mathbf{0}$$

$$\mathbf{A} \mathbf{q} = \mathbf{Q}$$

la prima di queste, confrontata con la (144) ci porta a concludere che \mathbf{H} altro non é che il carico idraulico (altezza piezometrica) ai nodi.

Derivando avremo:

$$\left| \begin{array}{c|c} \alpha \mathbf{Y} & \mathbf{A} \\ \hline \mathbf{A} & \mathbf{0} \end{array} \right| \left| \begin{array}{c} d\mathbf{q} \\ \hline d\mathbf{H} \end{array} \right| = \left| \begin{array}{c} d\mathbf{F} \\ \hline d\mathbf{Q} \end{array} \right|. \quad (154)$$

dove:

$$d\mathbf{F} = \mathbf{Y} \mathbf{q}_i + \mathbf{A} \mathbf{H}_i. \quad (155)$$

$$d\mathbf{Q} = \mathbf{A} \mathbf{q}_i - \mathbf{Q}. \quad (156)$$

e l'indice sta ad indicare l'i-esima iterazione

Posto ora:

$$\left| \begin{array}{c|c} \alpha \mathbf{Y} & \mathbf{A} \\ \hline \mathbf{A} & \mathbf{0} \end{array} \right|^{-1} = \left| \begin{array}{c|c} \mathbf{B}_{1,1} & \mathbf{B}_{1,2} \\ \hline \mathbf{B}_{2,1} & \mathbf{B}_{2,2} \end{array} \right|. \quad (157)$$

dove:

$$\mathbf{B}_{1,1} = \frac{1}{\alpha} \left(\mathbf{Y}^{-1} - \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right) \mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \right) \quad (158)$$

$$\mathbf{B}_{1,2} = \alpha \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \quad (159)$$

$$\mathbf{B}_{2,1} = \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \quad (160)$$

$$\mathbf{B}_{2,2} = \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \quad (161)$$

sostituendo la (157) nella (154), tenuto conto della (155) e (156) avremo:

$$d\mathbf{q} = \mathbf{B}_{1,1} d\mathbf{F} + \mathbf{B}_{1,2} d\mathbf{Q} \quad (162)$$

$$d\mathbf{H} = \mathbf{B}_{2,1} d\mathbf{F} + \mathbf{B}_{2,2} d\mathbf{Q}. \quad (163)$$

ed infine:

$$d\mathbf{q} = \frac{1}{\alpha} \left(\mathbf{q}_i + \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \left((\alpha-1) \mathbf{A} \mathbf{q}_i - \alpha \mathbf{Q} \right) \right) \quad (164)$$

$$d \mathbf{H} = \mathbf{H}_i - \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \left((\alpha-1) \mathbf{A} \mathbf{q}_i - \alpha \mathbf{Q} \right). \quad (165)$$

che risolvono il problema di verifica, ovviamente sempre per via iterativa.

Ammettiamo ora di conoscere una soluzione $\bar{\mathbf{q}}_i$ congruente, cioè che rispetti l'equazione di continuità²² (71). Sostituendo la (71) nella (164) e (165) avremo:

$$d \mathbf{q} = \frac{1}{\alpha} \left(\bar{\mathbf{q}}_i - \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \mathbf{Q} \right) \quad (164')$$

$$d \mathbf{H} = \mathbf{H}_i + \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \mathbf{Q}. \quad (165')$$

ora, tenuto conto che:

$$\Delta \mathbf{q} = \bar{\mathbf{q}}_i - \mathbf{q}_{i+1} \quad (166)$$

$$\Delta \mathbf{H} = \mathbf{H}_i - \mathbf{H}_{i+1} \quad (167)$$

avremo il seguente algoritmo ricorsivo:

$$\mathbf{H}_{i+1} = \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \mathbf{Q}. \quad (168)$$

$$\bar{\mathbf{q}}_{i+1} = \frac{\alpha-1}{\alpha} \bar{\mathbf{q}}_i - \frac{1}{\alpha} \left(\mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right) \mathbf{H}_{i+1} \quad (169)$$

Di fatto quindi il problema è ricondotto alla soluzione del sistema (168) in quanto la (169) è immediata allorché sia noto \mathbf{H}_{i+1} .

La (168) a sua volta può essere esplicitata nella:

$$\left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right) \mathbf{H}_{i+1} = - \mathbf{Q}. \quad (170)$$

formalmente analoga alla (147) del metodo dell'analisi lineare, che quindi può essere scritta nella forma:

²² La qual cosa la si ottiene risolvendo il sistema:

$$\bar{\mathbf{q}} = \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \left(\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \mathbf{Q}$$

$$\mathbf{C} \mathbf{H}_{i+1} = -\mathbf{Q}. \quad (171)$$

o, posto

$$\mathbf{X} = \mathbf{H}_{i+1} \quad (172)$$

$$\mathbf{b} = -\mathbf{Q} \quad (173)$$

nella equivalente:

$$\mathbf{C} \mathbf{X} - \mathbf{b} = \mathbf{0} \quad (174)$$

La differenza tra i due metodi consiste nella espressione con la quale ottenere il valore di $\bar{\mathbf{q}}_{i+1}$. Questo infatti nel metodo di Todini é dato dalla (169) mentre nel metodo dell' Analisi lineare l' espressione corrispondente é la (142).

Tale differenza é tuttavia estremamente importante e perché da stabilità fisica alla soluzione del problema e perché lo velocizza.

Per risolvere il sistema lineare costituito dalle (170) il Todini preso atto delle dimensioni e proprietà della matrice $\mathbf{C} = (\mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A})$ che sconsigliano e il metodo di Gaus e l'inversione della matrice propone il metodo del gradiente coniugato di Hestness e Stiefel.

La (174) viene quindi ricondotta alla minimizzazione del funzionale $F(\mathbf{X})$ definito dalla :

$$F(\mathbf{X}) = \frac{1}{2} (\mathbf{C} \mathbf{X} - \mathbf{b})^T \mathbf{C}^{-1} (\mathbf{C} \mathbf{X} - \mathbf{b}) \quad (175)$$

sviluppando i calcoli, otteniamo:

$$F(\mathbf{X}) = \frac{1}{2} \mathbf{X}^T \mathbf{C} \mathbf{X} - \mathbf{b}^T \mathbf{X} + \frac{1}{2} \mathbf{b}^T \mathbf{C}^{-1} \mathbf{b} \quad (176)$$

Tenuto conto che la (176) va derivata rispetto ad \mathbf{X} possiamo sostituirla con il funzionale $F'(\mathbf{X})$:

$$F'(\mathbf{X}) = \frac{1}{2} \mathbf{X}^T \mathbf{C} \mathbf{X} - \mathbf{b}^T \mathbf{X} \quad (177)$$

Posto ora:

k indice dell' iterazione, variabile²³ da 1 ad NN (NN numero dei nodi e, nel contempo, ordine della matrice C)

$$t_0 = \mathbf{C} \mathbf{X}_0 - \mathbf{b}$$

$$s_0 = t_0$$

nonché:

$$\delta_k = \frac{\mathbf{T} \begin{matrix} t_k \\ s_k \end{matrix}}{\mathbf{T} \begin{matrix} s_k \\ \mathbf{C} s_k \end{matrix}} \quad \text{per } k= 1 \dots, \text{ NN-1}$$

$$X_{k+1} = X_k - \delta_k s_k \quad \text{per } k= 1 \dots, \text{ NN-1}$$

$$t_{k+1} = t_k - \delta_k \mathbf{C} s_k \quad \text{per } k= 1 \dots, \text{ NN-1}$$

$$u_{k+1} = \frac{\mathbf{T} \begin{matrix} t_{k+1} \\ \mathbf{C} s_k \end{matrix}}{\mathbf{T} \begin{matrix} s_k \\ \mathbf{C} s_k \end{matrix}} \quad \text{per } k= 1 \dots, \text{ NN-1}$$

$$u_{k+1} = t_k - u_{k+1} s_k \quad \text{per } k= 1 \dots, \text{ NN-1}$$

Risolto il problema in X e quindi in H_{i+1} é poi possibile tramite la (168) e (169) risolvere in toto il problema.

7.4.4 Gli altri metodi come derivati dal metodo di Todini.

7.4.4.1 Il metodo di Cross.

Se moltiplichiamo la (153) che é l'equazione generale delle reti

²³ Todini dimostra che, in linea teorica, al più il numero di iterazioni sarà pari ad N.

$$\left| \begin{array}{c|c} \mathbf{Y} & \mathbf{A} \\ \hline \mathbf{A} & \mathbf{0} \end{array} \right| \left| \begin{array}{c} \mathbf{q} \\ \hline \mathbf{H} \end{array} \right| = \left| \begin{array}{c} \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{Q} \end{array} \right|. \quad (153)$$

per una matrice topologica di ordine $[\text{NT} * (\text{N} * \text{NT})]$ che descrive le maglie della rete, e che quindi sia del tipo

$$\mathbf{M} = \left| \begin{array}{c|c} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{array} \right| \quad (178)$$

con:

NT numero dei tronchi

NN numeri dei nodi

$M_{i,m}$ che vale:

1 se il tronco i appartiene alla maglia m e verso concorde quello prefissato per la maglia;

0 se il tronco i non appartiene alla maglia;

-1 se il tronco i appartiene alla maglia m e verso non concorde quello prefissato per la maglia;

NM numero delle maglie;

I matrice identità di ordine $[\text{N} * \text{N}]$

e dove la sottomatrice \mathbf{M} deve ovviamente verificare la:

$$\mathbf{M} \mathbf{A} = \mathbf{0} \quad (179)$$

avremo:

$$\left| \begin{array}{c|c} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{array} \right| \left| \begin{array}{c|c} \mathbf{Y} & \mathbf{A} \\ \hline \mathbf{A} & \mathbf{0} \end{array} \right| \left| \begin{array}{c} \mathbf{q} \\ \hline \mathbf{H} \end{array} \right| = \left| \begin{array}{c|c} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{array} \right| \left| \begin{array}{c} \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{Q} \end{array} \right|. \quad (180)$$

ne segue:

$$\left| \begin{array}{c|c} \text{M Y} & \text{M A} \\ \hline \text{A} & 0 \end{array} \right| \left| \begin{array}{c} \mathbf{q} \\ \mathbf{H} \end{array} \right| = \left| \begin{array}{c} 0 \\ \mathbf{Q} \end{array} \right|. \quad (181)$$

e tenuto conto della (179), avremo:

$$\left| \begin{array}{c} \text{M Y} \\ \hline \text{A} \end{array} \right| \left| \mathbf{q} \right| = \left| \begin{array}{c} 0 \\ \hline \mathbf{Q} \end{array} \right|. \quad (182)$$

che altro non é che il sistema alla Cross scritto in termini matriciali, con complessivamente una dimensione $N \times N$

Purtoppo le singole matrici M Y e A non sono quadrate per cui non é possibile operare facilmente con i metodi prima visti e Cross agira il problema operando con un gradiente locale (maglia per maglia).

E' da notare che il metodo di Cross sarebbe in teoria, dunque anch'esso ad unica soluzione derivando da quello generale (153) tramite una trasformazione lineare convessa. I problemi di non convergenza posti in evidenza da Cao sono dunque dovuti a problemi di instabilità numerica dell' algoritmo adottato da Cross.

7.4.4.2 Il metodo dell' Ansalisi lineare.

Si é già fatto notare come la differenza tra i due metodi consiste esclusivamente nella diversa formulazione delle equazioni (169) del Todini e la (142) di Wood e Charles :

$$\bar{\mathbf{q}}_{i+1} = \frac{\alpha-1}{\alpha} \bar{\mathbf{q}}_{i a}^{-1} \left(\mathbf{Y}^{-1} \mathbf{A} \right) \mathbf{H}_{i+1} \quad (169)$$

$$\mathbf{q} = \mathbf{Y} \mathbf{h} \quad (142)$$

che, conto tenuto della (70), cioè della

$$\mathbf{h} = \mathbf{A}^T \mathbf{H} + \mathbf{A}_n^T \mathbf{H}_n \quad (70)$$

diventa

$$\mathbf{q} = \mathbf{Y} \left(\mathbf{A}^T \mathbf{H} + \mathbf{A}_n^T \mathbf{H}_n \right) \quad (183)$$

Quest' ultima é ottenibile dal sistema generale (153) moltiplicandone ambi i membri per la matrice

$$\left| \begin{array}{c|c} \mathbf{Y}^{-1} & 0 \\ \hline \mathbf{A} \mathbf{Y}^{-1} & -\mathbf{I} \end{array} \right|$$

con significato dei simboli già introdotto.

La formulazione (183) ha, come già detto problemi di convergenza che si manifestano qualora la soluzione iniziale della h_j non sia buona²⁴.

²⁴ Curto per le h_j iniziali propone di porle pari all' unità, tale soluzione iniziale può dare dei problemi che in parte possono essere risolti con un valore iniziale proporzionale alla lunghezza L_j del tronco come proposto da Mantica e Ribighini (1982, loc. cit.)