

Armonizzazione col criterio della massima economia di un particolare sistema di condotta - serbatoio - rete di distribuzione

dott. ing. Ignazio Mantica *

Viene preso in esame il caso in cui la fonte di approvvigionamento si trovi a quota tale da rendere necessario il sollevamento meccanico per cui, assume importanza, dal punto di vista dell'economia, il problema della quota alla quale costruire il serbatoio.

Si risolve il problema nelle $n+3$ incognite (diametri delle secondarie, dell'anello distributivo, della adduttrice e quota del serbatoio) tramite le equazioni di economia associate alle condizioni idrauliche. Viene riportato un esempio numerico.

1. Al progettista di qualunque opera di ingegneria si presenta il problema della economicità dell'opera commissionatagli, fermo restando le caratteristiche di funzionalità e sicurezza della stessa; in particolare è investito da questo problema anche il progettista di acquedotti.

L'importanza di questo aspetto nelle progettazioni acquedottistiche è dimostrato dai numerosissimi studi condotti da altrettanto numerosi studiosi della materia. In proposito è il caso di ricordare che il Celestre [1] ha, nel 1951, in due curate memorie, redatto un « sommario storico » sui « problemi di massima economia nell'idraulica » dove, dopo uno studio da certosino espone tutti i lavori sull'argomento sino allora redatti. Ma si incontrano altri lavori anche dopo quello del Celestre, infatti, per citarne solo alcuni si ricordano ancora Celestre [2], Lombardo [3], Iannelli [4] [5] e, recentemente Sassoli e Milano [6] ed ancora Milano [7].

Il problema della economicità si può porre in vari modi che il Celestre raggruppa in sei tipi. tutti ormai di massima risolti; tuttavia è parere dello scrivente che non sia stata posta la dovuta attenzione alla armonizzazione globale di un acquedotto il cui schema è qui di seguito descritto.

Ci si riferisce a quei casi in cui la fonte di approvvigionamento idrico è situata a quota tale da rendere necessario un impianto di pompaggio, è noto come in tali ipotesi esistono, sostanzialmente, due schemi di acquedotto:

1. realizzare un serbatoio di compenso prima della centrale di pompaggio ed effettuare la distribuzione con sollevamento meccanico;
2. inviare, dalla centrale di pompaggio, l'acqua ad un serbatoio in quota e da qui effettuare la distribuzione per caduta.

Sono ovvi i motivi per cui è da preferire il secondo schema soprattutto quando è presente, nella prossimità del tracciato della tubazione dalla fonte di approvvigionamento al centro di distribuzione, un rilievo collinare o montano.

Un tale schema è, per fissare le idee, quello del principale acquedotto di Pisa cioè l'acquedotto di Filettole [8]. L'acqua viene emunta dalla falda subalvea del fiume Serchio ad una quota compresa tra i -2 ed i -4 m s.l.m. (in condizioni dinamiche) e spinta al serbatoio di Orzignano (sul monte Pisano) la cui soglia superiore è a 67 m s.l.m., da qui perviene alla rete di distribuzione cittadina.

Nel caso che la configurazione orografica lo permetta è spontaneo porsi il problema su quale sia la più idonea, dal punto di vista economico, posizione, in senso altimetrico, del serbatoio, cioè a quale quota conviene costruire il serbatoio, infatti la posizione del serbatoio influisce sulla energia necessaria a spingere l'acqua dalla fonte ⁽¹⁾ e sul dimensionamento della tubazione.

2. Con riferimento alla fig. 1, ci poniamo per il momento, nella ipotesi del sistema condotta adduttrice-serbatoio, prescindendo cioè dalla rete distributiva. Se la condotta è costruita tutta dello

* Assistente ordinario di Idraulica - Facoltà di Ingegneria - Università di Ancona.

⁽¹⁾ « fonte » è da intendersi in senso lato (sorgente, falda, ecc...).

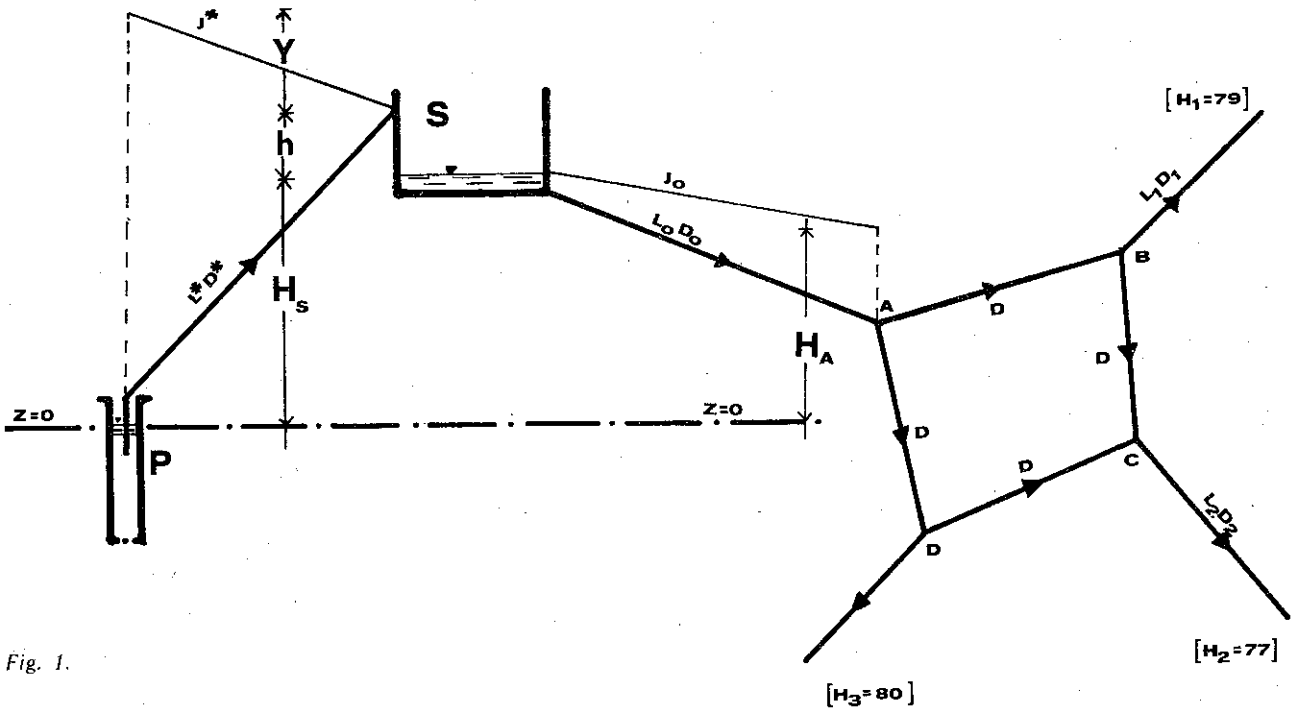


Fig. 1.

stesso materiale per il quale il costo per unità di lunghezza, in funzione del diametro, è esprimibile tramite la:

$$c = aD^v \quad (1)$$

il costo dell'acquedotto (2) sarà dato dalla:

$$C = aD^{*v}L^* + aD_0^vL_0 \quad (2)$$

dove con l'asterisco si sono indicate le quantità riferite alla adduttrice al serbatoio e con l'indice zero le stesse quantità riferite alle adduttrici alla rete.

Assumiamo come espressione generica delle perdite di carico la:

$$J = b \frac{Q^\alpha}{D^\mu} \quad (3)$$

e prendiamo, come orizzontale di riferimento, per tutte le altezze, il piano passante per il pelo

libero in P; con z_k si esprimerà l'altezza del suolo dal piano di riferimento del punto generico K e con p_k la pressione presente nella tubazione passante per K; segue che:

$$H_k = z_k + \frac{p_k}{\gamma}$$

Si supponga che sia H_A l'altezza piezometrica, nota a priori, necessaria nel punto A di innesto, nell'anello distributivo, della adduttrice. L'energia necessaria, in un anno, per il sollevamento dell'acqua è data da:

$$E = \frac{9,8 Q^* H_p T}{\eta} \quad (4)$$

dove con H è indicata la prevalenza della pompa cioè: P

$$H_p = H_s + h + Y,$$

con T il numero di ore di funzionamento, nell'anno, dell'impianto di pompaggio, con Q^* la portata e con η il rendimento. Pertanto se C_{kw} è il costo industriale del KW di energia segue che

(2) In effetti la (2) esprime solo quella parte del costo dell'acquedotto che è funzione della posizione del serbatoio, anzi, a rigore occorrerebbe includere anche il costo del macchinario di spinta ed il costo dello stesso serbatoio se su di esso influisce la quota alla quale si deve realizzare.

in un anno il costo del pompaggio è di:

$$C_B = \frac{9,8 Q^* H_p TC_{kw_n}}{\eta} \quad (5)$$

Come ogni altro calcolo di economia occorre rendere minima la somma del costo dell'impianto e del costo di esercizio, occorre pertanto riportare all'anno il costo di impianto, ciò notoriamente si fa moltiplicando il costo di cui alla (2) per un tasso comprensivo di interesse manutenzione ed ammortamento.

L'espressione da minimizzare rispetto alla posizione altimetrica H_s del serbatoio è:

$$C = (aD^{*v}L^* + aD_0^*L_0)r + \frac{9,8 Q^* H_p TC_{kw_n}}{\eta} \quad (6)$$

Per esplicitare il primo termine del secondo membro introduciamo le condizioni idrauliche definite dalla (3). Le cadenti piezometriche sono esprimibili mediante le:

$$J^* = Y/L^* \quad (7)$$

$$J_0 = (H_s - H_A)/L_0 \quad (8)$$

come risulta dalla osservazione di fig. 1.

Per minimizzare la (6) rispetto ad H_s occorre eguagliare a zero la sua derivata parziale prima fatta rispetto ad H_s :

$$\frac{\delta C}{\delta H_s} = \frac{\delta}{\delta H_s} \left\{ r \left[a \left(b \frac{Q^{*v}}{J^*} \right)^{\frac{1}{\mu}} L^* + a \left(b \frac{Q_0^v}{J_0} \right)^{\frac{1}{\mu}} L_0 \right] + \frac{9,8 Q^* H_p TC_{kw_n}}{\eta} \right\} = 0 \quad (9)$$

segue che:

$$J_0 = \left[\frac{\eta r a v (b Q_0^v)^{v/\mu}}{9,8 Q^* TC_{kw_n} \mu} \right]^{\mu/(v+\mu)} \quad (10)$$

tramite la quale si determina il diametro della condotta tra serbatoio e rete di distribuzione nonché la posizione altimetrica del serbatoio.

Osservando la (8), la (9) e la (10) si nota come, in termini economici, la posizione del serbatoio non influisce sul diametro della tubazione a mon-

te⁽³⁾ dello stesso come è ininfluente ai fini della economicità il livello dell'acqua nel serbatoio.

3. Lo schema esaminato corrisponde, di massima, a quello dell'acquedotto di Filettole che alimenta la città di Pisa. Sempre dalla stessa falda di Filettole [9] è alimentato l'acquedotto di Livorno ma, da ormai alcuni anni, questa città ha sostituito lo schema a serbatoio in quota, che era posto sul monte Bastione, con quello della distribuzione a sollevamento meccanico.

Si ritiene pertanto utile svolgere due esemplificazioni numeriche prendendo come base gli elementi dei due citati acquedotti nel caso che si vogliano adottare per entrambi i tratti a monte ed a valle del serbatoio, tubazioni in fibrocemento.

Per tale materiale l'equazione (1), ricavata dallo scrivente sulla base dei prezzi praticati dalle ditte produttrici nel 1974 vale:

$$c = 64.000 D^{1,55} \quad (1')$$

Le perdite di carico per tubi di tale materiale sono calcolabili tramite la [10]

$$J = 0,000976 \frac{Q^{1,786}}{D^{4,786}} \quad (3')$$

Acquedotto di Pisa

Dati numerici:

$$Q^* = 0,290 \text{ m}^3/\text{sec}; \quad T = 8,760 \text{ sec}; \quad L_0 = 6,750 \text{ m}$$

$$Q_0 = 0,350 \text{ m}^3/\text{sec}; \quad r = 0,10; \quad C_{kw_n} = 10 \text{ L./KW};$$

$$\eta = 0,70$$

sostituendo nella (10) i valori numerici e svolgendo i calcoli, segue

$$J_0 = 0,002368$$

A questa pendenza piezometrica corrisponde, per una portata $Q_0 = 0,350 \text{ m}^3/\text{sec}$, una tubazione il cui diametro è compreso tra i diametri com-

(3) Si ricorda che il diametro più conveniente per la tubazione a monte del serbatoio è dato dalla

$$D = \left[\frac{\mu 9,8 T b C_{kw_n} Q^{1+\alpha}}{r a v \eta} \right]^{1/(v+\mu)}$$

in un anno il costo del pompaggio è di:

$$C_B = \frac{9,8 Q^* H_p TC_{kw}}{\eta} \quad (5)$$

Come ogni altro calcolo di economia occorre rendere minima la somma del costo dell'impianto e del costo di esercizio, occorre pertanto riportare all'anno il costo di impianto, ciò notoriamente si fa moltiplicando il costo di cui alla (2) per un tasso comprensivo di interesse manutenzione ed ammortamento.

L'espressione da minimizzare rispetto alla posizione altimetrica H_s del serbatoio è:

$$C = (aD^{*v}L^* + aD_0^{\mu}L_0)r + \frac{9,8 Q^* H_p TC_{kw}}{\eta} \quad (6)$$

Per esplicitare il primo termine del secondo membro introduciamo le condizioni idrauliche definite dalla (3). Le cadenti piezometriche sono esprimibili mediante le:

$$J^* = Y/L^* \quad (7)$$

$$J_0 = (H_s - H_A)/L_0 \quad (8)$$

come risulta dalla osservazione di fig. 1.

Per minimizzare la (6) rispetto ad H_s occorre eguagliare a zero la sua derivata parziale prima fatta rispetto ad H_s :

$$\frac{\delta C}{\delta H_s} = \frac{\delta}{\delta H_s} \left\{ r \left[a \left(b \frac{Q^*}{J^*} \right)^{\frac{1}{\mu}} L^* + a \left(b \frac{Q_0}{J_0} \right)^{\frac{1}{\mu}} L_0 \right] + \frac{9,8 Q^* H_p TC_{kw}}{\eta} \right\} = 0 \quad (9)$$

segue che:

$$J_0 = \left[\frac{\eta r a v (b Q_0^{\mu})^{\nu/\mu}}{9,8 Q^* TC_{kw} \mu} \right]^{\mu/(\nu+\mu)} \quad (10)$$

tramite la quale si determina il diametro della condotta tra serbatoio e rete di distribuzione nonché la posizione altimetrica del serbatoio.

Osservando la (8), la (9) e la (10) si nota come, in termini economici, la posizione del serbatoio non influisce sul diametro della tubazione a mon-

te⁽³⁾ dello stesso come è ininfluente ai fini della economicità il livello dell'acqua nel serbatoio.

3. Lo schema esaminato corrisponde, di massima, a quello dell'acquedotto di Filettole che alimenta la città di Pisa. Sempre dalla stessa falda di Filettole [9] è alimentato l'acquedotto di Livorno ma, da ormai alcuni anni, questa città ha sostituito lo schema a serbatoio in quota, che era posto sul monte Bastione, con quello della distribuzione a sollevamento meccanico.

Si ritiene pertanto utile svolgere due esemplificazioni numeriche prendendo come base gli elementi dei due citati acquedotti nel caso che si vogliano adottare per entrambi i tratti a monte ed a valle del serbatoio, tubazioni in fibrocemento.

Per tale materiale l'equazione (1), ricavata dallo scrivente sulla base dei prezzi praticati dalle ditte produttrici nel 1974 vale:

$$c = 64.000 D^{1,55} \quad (1')$$

Le perdite di carico per tubi di tale materiale sono calcolabili tramite la [10]

$$J = 0,000976 \frac{Q^{1,786}}{D^{4,786}} \quad (3')$$

Acquedotto di Pisa

Dati numerici:

$$Q^* = 0,290 \text{ m}^3/\text{sec}; \quad T = 8.760 \text{ sec}; \quad L_0 = 6.750 \text{ m}$$

$$Q_0 = 0,350 \text{ m}^3/\text{sec}; \quad r = 0,10; \quad C_{kw} = 10 \text{ L./KW};$$

$$\eta = 0,70$$

sostituendo nella (10) i valori numerici e svolgendo i calcoli, segue

$$J_0 = 0,002368$$

A questa pendenza piezometrica corrisponde, per una portata $Q_0 = 0,350 \text{ m}^3/\text{sec}$, una tubazione il cui diametro è compreso tra i diametri com-

⁽³⁾ Si ricorda che il diametro più conveniente per la tubazione a monte del serbatoio è dato dalla

$$D = \left[\frac{\mu 9,8 T b C_{kw} Q^{1+\alpha}}{r a v \eta} \right]^{1/(\nu+\mu)}$$

mercials di 500 e 600 mm (in atto sono in opera due tubazioni del diametro di 450 mm una in acciaio e l'altra in ghisa).

Tenuto conto che la città ha quota di 4 ÷ 5 m s.l.m. e che affinché l'acqua giunga ovunque con pressione sufficiente è necessario che all'imbocco della rete distributrice vi sia una pressione pari a quella esercitata da una colonna di acqua alta 40 m ne segue che il minimo livello del serbatoio deve avere una altezza sul livello medio del mare pari a 61 m che, di massima corrisponde alla effettiva posizione del serbatoio di Orzignano [11].

Acquedotto di Livorno.

Dati numerici:

$$Q^* = 0,350 \text{ m}^3/\text{sec}; \quad T = 8.760 \text{ ore}; \quad L_0 = 25.000 \text{ m};$$

$$Q_0 = 0,560 \text{ m}^3/\text{sec}; \quad r = 0,10; \quad C_{kw} = 10 \text{ L./KW};$$

$$\eta = 0,70$$

Sostituendo i valori della (1') e della (3') nella (10) e sviluppando i calcoli avremo:

$$J_0 = 0,002516$$

cui corrisponde, per una portata $Q_0 = 0,560 \text{ m}^3/\text{sec}$, una tubazione il cui diametro è compreso tra i diametri commerciali di 600 mm e 700 mm. Il minimo livello del serbatoio dovrebbe avere una altezza, sul livello medio del mare pari a 108 m. Il vecchio serbatoio di Monte Bastione, ora abbandonato, era a quota 140 m s.l.m.

4. Esaminiamo ora il problema globale, includendo, in quello precedente la rete distributiva. Indichiamo ancora con l'asterisco le grandezze riferite alla tubazione a monte del serbatoio, con l'indice zero l'adduttrice dal serbatoio all'anello senza alcun indice l'anello e con l'indice i le varie grandezze riferite alle tubazioni secondarie.

Il costo dell'acquedotto è ora esprimibile tramite la:

$$C_T = aD^{*v}L^* + aD_0^vL_0 + aDL + \sum_{i=1}^n aD_i^vL_i \quad (2')$$

sempre nella ipotesi che la tubazione sia costruita tutta con lo stesso materiale per cui è valida

Armonizzazione col criterio della massima economia di un particolare sistema di condotta-serbatoio-rete di distribuzione

la (1). Le spese per il sollevamento dell'acqua sono date dalla (5). Le condizioni idrauliche sono ora espresse dalle:

$$H_s - h = A_0 D_0^{-\mu} + A_i D^{-\mu} + B_i D_i^{-\mu} + H_i \quad (11)$$

dove H_i è la generica quota piezometrica al termine della diramazione i ed A_0 , A_i e B_i sono definite dalle:

$$A_0 = bL_0 Q_0^\alpha; \quad A_i = b \sum_{k=1}^n (l_k q_k^\alpha); \quad B_i = bL_i q_i^\alpha \quad (12)$$

dove l_k e q_k sono le lunghezze e le portate dei vari tratti in cui è suddiviso l'anello principale e q_i la portata nelle secondarie.

Il problema che si presenta è quello della determinazione degli n diametri delle secondarie, del diametro dell'anello, del diametro delle adduttrici e della posizione del serbatoio, cioè $n+3$ incognite; per contro disponiamo di n equazioni di condizioni idrauliche e delle tre equazioni di minimo definite dalle

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta f(D_0, D, \dots, D_i, \dots, H_s)}{\delta D_0} &= 0; \\ \frac{\delta f(D_0, D, \dots, D_i, \dots, H_s)}{\delta D} &= 0; \\ \frac{\delta f(D_0, D, \dots, D_i, \dots, H_s)}{\delta H_s} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

dove

$$\begin{aligned} f(D_0, D, \dots, D_i, \dots, H_s) &= \\ &= \left[aD_0^v L_0 + aD^v L + \sum_{i=1}^n aD_i^v L_i \right] r + \\ &+ \frac{9,8 Q^* H_s T C_{kw}}{\eta} + \sum_{i=1}^n \lambda_i (A_0 D_0^{-\mu} + A_i D^{-\mu} + \\ &+ B_i D_i^{-\mu} + H_i - H_s + h) = 0 \end{aligned} \quad (14)$$

λ_i sono costanti di condizione. Nella (14) non si è tenuto conto del costo della tubazione a monte del serbatoio in quanto, nel contesto della soluzione più economica, il problema ad essa relativo è, come si è già fatto notare, indipendente dal problema globale (vedasi nota 3). Il problema si presenta quindi determinato e si presta ad una facile risoluzione, infatti eseguendo le derivate parziali della funzione $f(D_0, D, D_i, H_s)$ rispetto

ai diametri delle secondarie ed eguagliando a zero, avremo:

$$\lambda_i = \frac{rvaL_i D_i^{v+\mu}}{\mu B_i} \quad (15)$$

quindi esplicitando le (13):

$$D^{v+\mu} = \frac{\mu \sum_{i=1}^n \lambda_i A_i}{arvL} \quad (16)$$

$$D_0^{v+\mu} = \frac{A_0 \mu}{arvL_0} \sum_{i=1}^n \lambda_i \quad (17)$$

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = \frac{9,8 Q^* TC_{kw}}{\eta} \quad (18)$$

Combinando la (17) e la (18), tenendo conto delle (14) e della (3) ci si riconduce alla

$$J_0 = \left[\frac{\eta rav (bQ_0^2)^{v/\mu}}{9,8 Q^* TC_{kw} \mu} \right]^{\mu/(v+\mu)} \quad (10)$$

dalla quale si deduce che per un acquedotto, il cui schema è quello preso in considerazione, il dimensionamento più economico della tubazione adduttrice dal serbatoio all'anello dipende esclusivamente dalla altezza del serbatoio rispetto alla stazione di pompaggio.

Rimangono da determinare l'altezza H_s ed i diametri D e D_i .

Per la soluzione di questa parte del problema occorre procedere per tentativi e quindi per successive approssimazioni, tuttavia in questo caso è possibile un procedimento che riduce al minimo i tentativi, come di seguito vedremo nell'esempio. Generalmente i valori di A_i non sono tra loro molto diversi, pertanto conviene, come primo tentativo, modificare la (16) come segue:

$$D^{v+\mu} = \frac{\mu \bar{A} \sum_{i=1}^n \lambda_i}{arvL} \quad (16')$$

sostituire cioè ai singoli A_i il loro valore medio, dato dalla:

$$\bar{A} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{n}$$

si potrà così, in prima approssimazione, determinare D .

La generica (11) può assumere la forma:

$$H_s - h - (A_0 D_0^{-\mu} + A_i D^{-\mu} + H_i) = B_i D^{-\mu} \quad (11')$$

ed introducendo la (15), dopo aver indicati con:

$$M_i = H_s - h - (A_0 D_0^{-\mu} + A_i D^{-\mu} + H_i) \quad (19)$$

segue:

$$M_i = B_i \left[\lambda_i \frac{B_i \mu}{rvaL_i} \right]^{-\mu/(v+\mu)} \quad (20)$$

Sviluppando i calcoli ed indicando con:

$$N_i = B_i^{v/(v+\mu)} \left[\frac{arvL_i}{\mu} \right]^{\mu/(v+\mu)} \quad (21)$$

si perviene alla:

$$\lambda_i = \left[\frac{M_i}{N_i} \right]^{(v+\mu)/\mu} \quad (22)$$

si esegua ora la $\sum_{i=1}^n \lambda_i$ e la si confronti con la (18), avremo:

$$\frac{9,8 Q^* TC_{kw}}{\eta} = \sum_{i=1}^n \left[\frac{M_i}{N_i} \right]^{-(v+\mu)/\mu} \quad (23)$$

espressione nella sola incognita H_s che va risolta per tentativi o per via grafica ma con molta precisione (cosa, comunque, non difficile). Determinato H_s col procedimento sopra descritto, si possono calcolare, con le (11) i D_i e quindi, per le (15) i λ_i devono soddisfare la (18), ciò è indipendente dalla valutazione di D ma dipende esclusivamente dalla esattezza della risoluzione della (23).

Sostituendo i valori di λ_i , così calcolati, nella (11) si può calcolare D in seconda approssima-

TAB. I

Tratti condot. princ.	Lunghez- ze l_k (m)	Portate q_k (m/s)	$b l_k^2 q_k^2$	Tratti condot. secon.	Lunghez- ze L_i (m)	Altez- ze piez. H_i (m)	Portate \bar{q}_i (m/s)	Portate equiva- lenti q_i (m/s)	$B = b L_i q_i^2$
S - A	7.000	0,120	0,15120	1	1.000	79	0,035	0,0215	$0,6933 \cdot 10^{-3}$
A - B	1.200	0,057	0,00585						
B - C	812	0,022	0,00059	2	1.166	77	0,040	0,0242	$1,0285 \cdot 10^{-3}$
C - D	1.000	0,018	0,00049	3	1.333	80	0,045	0,0270	$1,4576 \cdot 10^{-3}$
A - D	1.000	0,063	0,00595						

zione e quindi procedere nuovamente al calcolo di H_s e D ; tuttavia se i valori di A_i sono tra loro vicini e sufficiente il calcolo in prima approssimazione.

5. Essendo troppo complessa la rete della città toscane, oggetto degli esempi di cui al punto 3 si preferisce esemplificare il calcolo di cui al precedente punto utilizzando uno schema simile, e con identici dati (eccezion fatta che per la quota del serbatoio) a quello di cui al lavoro di Sassoli e Milano [6] che corrisponde allo schema di fig. 1. Tutti gli elementi geometrici sono riportati in tabella I. Le condotte secondarie effettuano servizio lungo il percorso distribuendo una portata pari a 0,03 l/sec/m ed hanno una portata, alla estremità, pari a 5 l/sec. La portata di punta nella rete è di 120 l/sec.

La (3) ha forma del tipo

$$J = 0,0015 \frac{Q^2}{D^{5,3}} \quad (3'')$$

e la (1) si esprime tramite la:

$$c = 65.000 D^{1,27} \quad (1'')$$

Si può calcolare subito D_0 che risulta pari a 0,368 m non esistendo un diametro commerciale prossimo a quello ottimale conviene costruire la condotta con due tratti rispettivamente con diametri commerciali immediatamente superiore ed

inferiore, nell'esempio in esame i due tratti avranno egual lunghezza).

Il valore medio di A_i risulta pari a 0,00608 che sostituito nella (16') permette il calcolo, in prima approssimazione, di D ; risulta;

$$D = 0,242 \text{ m.}$$

Applicando la (21) si calcola gli N_i i cui valori sono riportati nella tabella II; nella tabella III

TAB. II

VALORI di A_0, A_i, B_i		VALORI di N_i	
A_0	0,15120	N_1	24.900
A_1	0,00585		
A_2	0,00644	N_2	29.800
A_3	0,00595		
B_1	0,00063		
B_2	0,00103	N_3	35.400
B_3	0,00146		

TAB. III

H = 128,0 m		H = 128,5 m		H = 129,0 m		H = 129,5 m		H = 130,0 m	
M_i	$\left[\frac{N_i}{M_i} \right]^{\frac{v+\mu}{\mu}}$	M_i	$\left[\frac{N_i}{M_i} \right]^{\frac{v+\mu}{\mu}}$	M_i	$\left[\frac{N_i}{M_i} \right]^{\frac{v+\mu}{\mu}}$	M_i	$\left[\frac{N_i}{M_i} \right]^{\frac{v+\mu}{\mu}}$	M_i	$\left[\frac{N_i}{M_i} \right]^{\frac{v+\mu}{\mu}}$
5,4	32.000	5,9	29.400	6,4	25.200	6,9	23.600	7,4	21.900
6,3	33.000	6,8	30.200	7,3	26.800	7,8	25.400	8,3	23.650
4,2	67.600	4,7	58.400	5,2	52.000	5,7	46.200	6,2	42.000
132.600		118.000		104.000		95.200		87.550	

sono riportati i valori di M_i e di $\sum_{i=1}^n \left[\frac{N_i}{M_i} \right]^{(v+\mu)/\mu}$ in funzione di H_s . Costruendo un grafico con i valori della tabella III (H in ordinate e $\left[\frac{N_i}{M_i} \right]^{(v+\mu)/\mu}$ in

si calcolano i valori di D_i che sono riportati nella tabella IV, con questi si possono calcolare i valori di λ_i che sostituiti, a loro volta, nella (16) permettono il calcolo di D in seconda approssimazione: risulta:

$$D = 0,245 \text{ m.}$$

ascisse) si può calcolare il valore di H_s che soddisfa la (23); nel presente esempio risulta $H_s = 129,50$ m. Sostituendo questo valore nelle (19)

La tabella IV riporta il confronto tra la quota annua comprensiva di interesse, ammortamento,

TAB. IV

TRATTO	Diame- tro (mm)	Costo al metro (£/m)	Lunghez- za (m)	Costo tubazione (£)	Costo tubazione (caso di serbatoio a 100 m s.l.m.) (£)
S - A	400	20.300	3.500	71.050.000	
	350	17.300	3.500	60.550.000	
anello	250	11.200	4.012	44.934.000	
1 ^a secondaria	200	8.500	1.000	8.500.000	
2 ^a secondaria	200	8.500	1.166	9.911.000	
3 ^a secondaria	225	9.700	1.333	12.930.000	
				207.875.000	
quota annua				20.787.500	24.390.000
spese annue per il sollevamento				5.426.000	2.760.000
				26.213.500	27.150.000

manutenzione ed esercizio, calcolata una volta nella ipotesi di dimensionamento conforme al criterio ora esposto ed un'altra volta nella ipotesi che il dimensionamento sia stato eseguito prefissando in 100 m la quota del serbatoio.

Ne risulta una economia superiore al 4%.

Bibliografia.

- [1] CELESTRE; Problemi di massima economia nell'idraulica - L'acqua 1957.
- [2] CELESTRE; Sintesi dei metodi risolutivi per il progetto economico delle canalizzazioni. Il Giornale del Genio Civile - 1957.
- [3] LOMBARDO; Sulla deduzione delle equazioni di minimo costo in una condotta - Atti della Accademia Ligure di Scienze e Lettere - Genova - vol. XVIII.
- [4] IANNELLI; Sulla verifica delle reti di distribuzione dei fluidi incompressibili - VII. Congegno di Idraulica - Pisa 1963.
- [5] IANNELLI; Una precisazione sulle formule ricorrenti di verifica delle reti di distribuzione idrica col metodo di H. CROSS. Istituto di Acquedotti e fognature - Napoli.
- [6] SASSOLI MILANO; Sul calcolo di economia di un particolare tipo di distribuzione urbana ad anello. Il giornale del Genio Civile 1973.
- [7] MILANO; Sulla pendenza piezometrica di max economia di lunghe condotte. L'ingegnere - settembre 1974.
- [8] MANTICA; Osservazioni sul comportamento idraulico delle tubazioni adduttrici dell'acquedotto di Pisa - L'ingegnere - maggio 1974.
- [9] FURBETTA LAPUCCI; Il bacino del Serchio ed il nuovo acquedotto di Filofole - Editto a cura della Amministrazione Comunale di Livorno.
- [10] SCIMEMI; Compendio di Idraulica - CEDAM - Padova.
- [11] PALLA; Indagine sulle variazioni di livello del suolo nella bassa valle del fiume Serchio - Atti e Documenti - Edizioni a cura della Amministrazione Provinciale di Pisa.