

SCHEMA DEL PROGETTO

1. STUDIO PREVENTIVO DELLA POPOLAZIONE FUTURA

Applicazione della **formula dell'interesse composto**:

$$P_n = P_o(1 + i)^n$$

dove

P_o = popolazione nota relativa ad un generico anno;

P_n = popolazione dopo n anni dall'anno cui si riferisce P_o ;

i = tasso di incremento demografico costante per gli n anni di vita prevista per l'acquedotto (previsto da P.R.G.);

n = numero di anni oltre i quali si vuole conoscere la popolazione P_n .

2. SCELTA DEL TRACCIATO

Lo studio della rete si conduce sopra un piano quotato del centro (1: 5.000) nel quale sono segnati la distribuzione della popolazione, l'estensione e i caratteri delle varie zone. Si delimita l'area urbana (centri principali, frazioni, ecc.) interessata dall'acquedotto sulla base del Piano Regolatore o di altri strumenti urbanistici indicanti l'estensione ed il tipo degli insediamenti abitativi e produttivi futuri (fig.1).

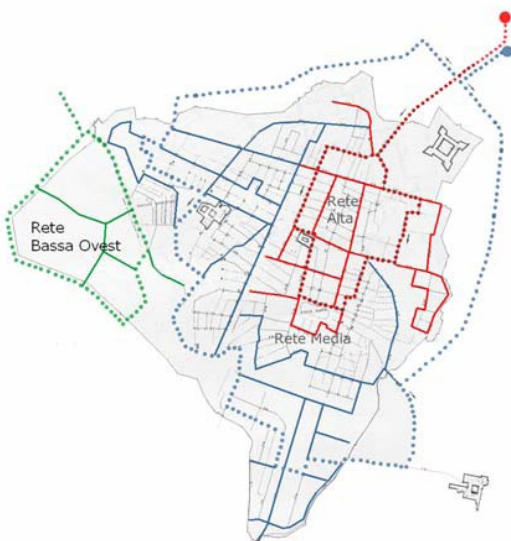


Figura 1. Schema delle reti di distribuzione del centro.

Dall'esame dell'altimetria delle aree da servire, deriva la decisione di adottare un'unica rete distributrice o diverse reti distributrici a differente livello piezometrico. Infatti, nei centri che presentano notevoli variazioni di quota, per evitare che in tratti più o meno estesi della rete si superino di molto i 70 m di carico nelle ore di minor consumo, è opportuna la realizzazione di più reti di distribuzione indipendenti, ciascuna delle quali serve una zona con variazioni altimetriche contenute (fig.2).

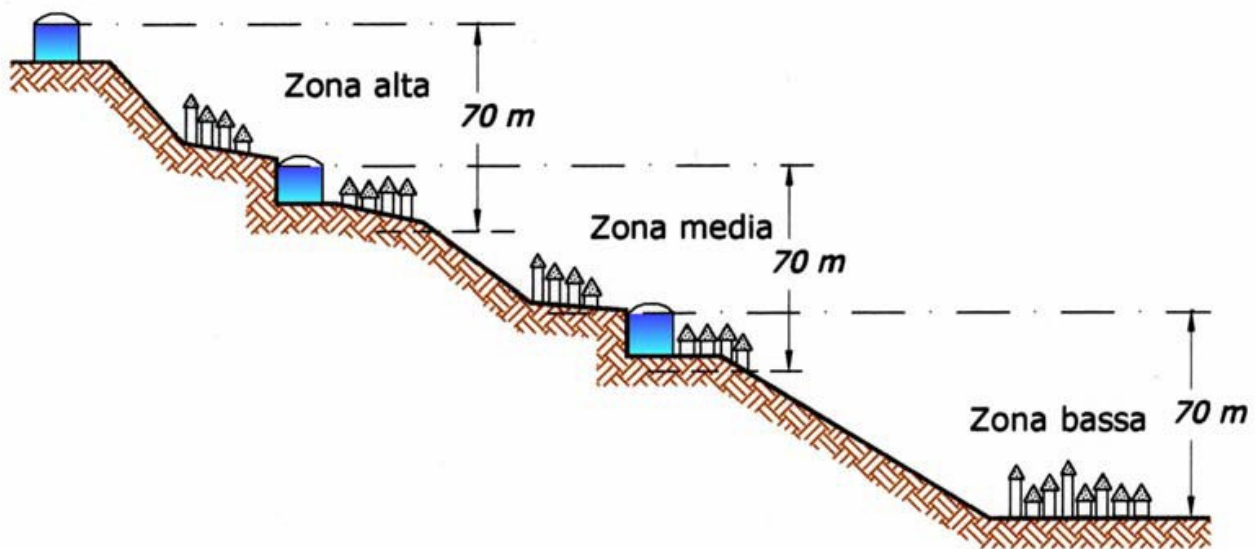


Figura 2. Suddivisione in reti indipendenti ognuna delle quali “domina” un’area urbana

La posizione del serbatoio della generica rete di zona deve essere tale che nelle ore di consumo minimo e quindi con serbatoio al massimo livello, si abbia un carico non superiore ai 70 m sul piano stradale (si può in pratica ritenere che in questo caso nella rete si abbiano le condizioni idrostatiche), mentre in condizioni di massimo consumo, e quindi col minimo livello nel serbatoio, si abbia una quota piezometrica più alta, in tutti i punti della rete, di non meno di 10 m rispetto alla sommità degli edifici. Anche le oscillazioni del carico in rete, causate dalla variazione della domanda d’acqua nell’arco della giornata, debbono essere contenute entro i 15-20 m di colonna d’acqua, e questo sia per la regolarità del servizio di distribuzione idrica, sia per evitare la rapida perdita di elasticità delle guarnizioni di gomma dei giunti delle tubazioni della rete, con conseguente forte incremento delle perdite d’acqua (fig. 3).

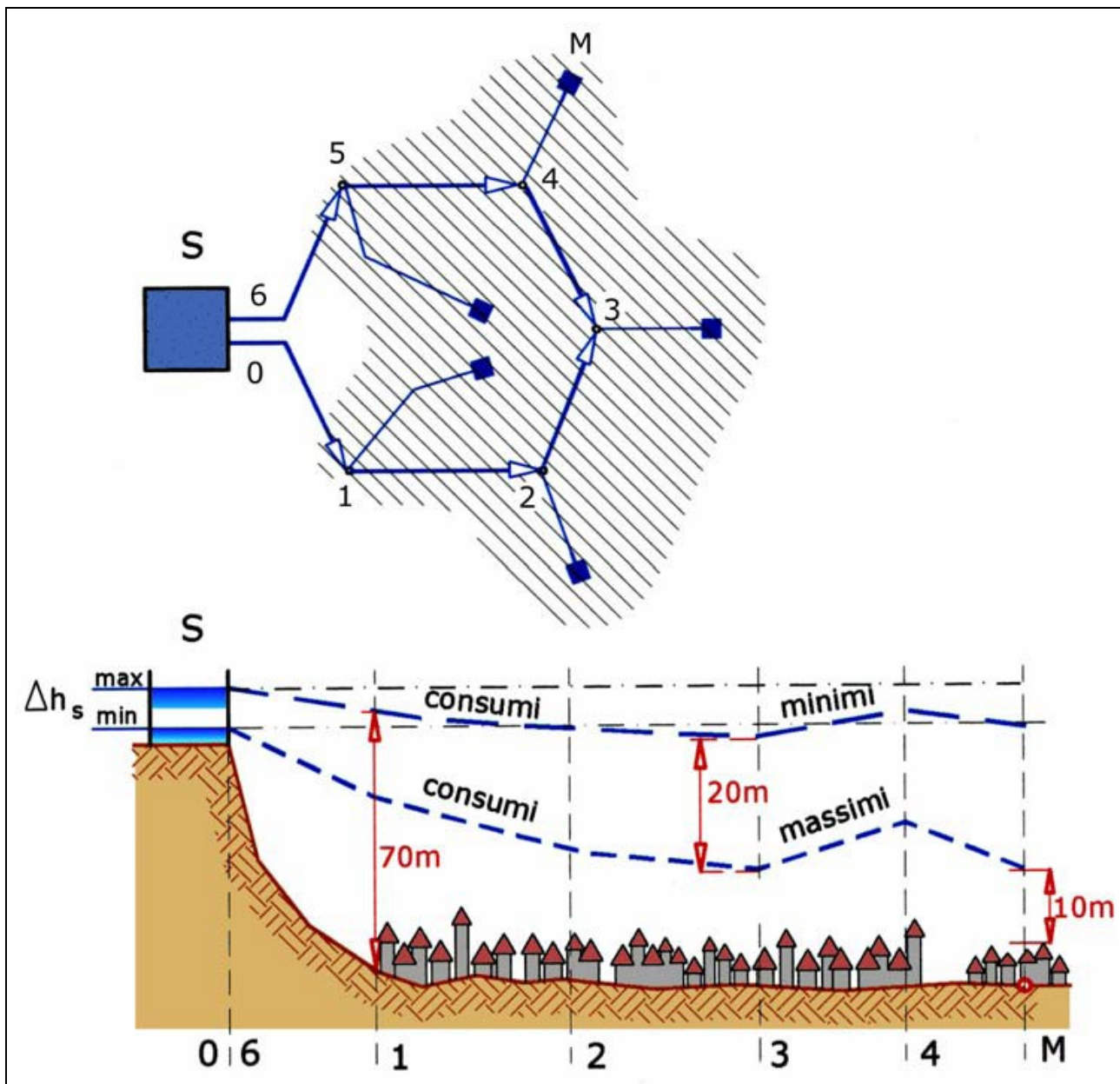


Figura 3. Piezometriche dell'ora dei maggiori consumi e dell'ora dei minori consumi per la rete con serbatoio di testata.

Fissate quote e posizione del serbatoio, si passa al tracciato della rete, il cui schema, generalmente, può essere a maglie chiuse (anelli) o a ramificazioni. Il primo tipo è preferibile perché permette una maggiore elasticità di servizio, concorre a limitare le oscillazioni dei carichi, riduce le zone da escludere in caso di guasti, permette la circolazione dell'acqua in più sensi ed un più efficace servizio in caso di incendi. Il tracciato delle condotte segue le strade; il tracciamento viene effettuato considerando una certa gerarchia delle tubazioni: definendo cioè preliminarmente la rete delle

tubazioni principali, destinate anche all'erogazione delle portate antincendio, successivamente le tubazioni di importanza secondaria.

3. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE

Tracciata la rete distributrice, si determinano le portate d'utenza, distribuite e/o concentrate, che ogni tronco deve erogare nelle diverse condizioni d'esercizio ed in particolare in condizioni di massimo consumo (e cioè le portate di punta del giorno di massimo consumo). Pertanto, si individua per ogni condotta l'area da servire con il metodo delle bisettrici utilizzando un piano quotato in scala 1: 5.000 e tenendo conto della conformazione del centro urbano.

Considerata ogni singola area, si esamina quali zone del P.R.G. essa comprende, e quindi, moltiplicando l'estensione dell'area relativa a una zona per l'indice di fabbricabilità, si ottiene il volume edificato da servire in ogni tronco. Su base statistica, la letteratura riporta che in funzione del volume edificato è possibile risalire alla popolazione, imponendo che per ogni abitante sono necessari 100 m³ di fabbricazione.

In sintesi, nel dimensionamento si prende in considerazione una rete per volta, costituita da un certo numero di maglie, e si determina l'utenza che ciascun tronco deve servire secondo quanto indicato di seguito:

$$\text{AREA}_{\text{zona}}(\text{m}^2) \times \text{I.F.} (\text{m}^3/\text{m}^2) = \text{VOLUME}_{\text{edificato}}(\text{m}^3)$$

$$\text{VOLUME}_{\text{edificato}}(\text{m}^3) / 100 \text{ m}^3 = \text{POPOLAZIONE}$$

Sulla base dei dati ottenuti si calcola la portata media annua Q_m da fornire alle varie aree, considerando una dotazione idrica d per abitante, espressa in l/ab.×giorno secondo quanto riportato dal Piano di Risanamento della Regione Puglia:

$$Q_m = (P \times d) / 86400 \text{ (l/s)}$$

dove: P = numero di abitanti serviti in ogni tronco

d = dotazione idrica giornaliera

e calcolando quindi la portata massima da erogare nell'ora di punta:

$$Q_{h \max} = C_p \times Q_m$$

avendo valutato il coefficiente di punta con la formula di Gibbs:

$$Q_{h \max} / Q_m = 5,0 / P^{1/6}$$

dove P è la popolazione servita in migliaia di abitanti.

Tale portata è assunta come uniformemente distribuita lungo ogni singola condotta.

CALCOLO DEI DIAMETRI

Per poter effettuare un dimensionamento preliminare delle tubazioni occorre conoscere quali siano le portate circolanti nei singoli rami della rete.

E' noto che il problema di progetto, ossia la determinazione dei diametri di un sistema chiuso, non è a soluzione immediata o diretta: non sono, infatti, noti a priori verso ed entità delle portate in ciascun tratto.

Solitamente si procede, in fase di progetto, tagliando le maglie del sistema chiuso in punti opportuni e riconducendosi al caso di un sistema aperto: ipotizzando cioè che le sezioni in cui si taglia la rete corrispondano a minimi piezometrici e, quindi, che in esse la portata sia nulla. Le interruzioni, ossia i cosiddetti "punti neutri" (punti di congiunzione delle acque), sono una per maglia.

Il dimensionamento delle tubazioni viene quindi effettuato scegliendo nella serie commerciale i diametri che comportano, per le portate calcolate, velocità comprese tra 0,5 e 2 m/s (meglio se intorno a 1 m/s), con l'avvertenza di non scendere mai al di sotto del $\varnothing = 100$ mm per non pregiudicare il buon funzionamento della rete in situazioni di erogazione diverse da quella preventivata (incendi, ecc.).

Nella determinazione dei diametri si deve avere cura di scegliere pochi diametri, cosicché l'Ente gestore sia facilitato nel magazzinaggio delle tubazioni, dei pezzi speciali e degli apparecchi di manovra, e di rendere il più possibile uniformi i diametri delle maglie principali nelle quali le portate convogliate potranno essere diverse da quelle determinate in questo calcolo di prima approssimazione.

Salvo casi particolari, nel caso delle condotte in pressione per acquedotti si trascurano le perdite localizzate (curve, cambiamenti di diametro, ecc.), tenendo conto delle sole perdite di carico continue, perché la lunghezza della condotta è in genere molto notevole e le perdite localizzate (ad eccezione di quelle eventualmente provocate volutamente mediante valvole regolatrici) possono trascurarsi. Il calcolo del diametro deve essere condotto nell'ipotesi di tubi usati, in quanto la condizione peggiore di esercizio si verifica col tempo, quando si ha un naturale aumento della scabrezza, e quindi un aumento delle perdite di carico, col rischio che in questa condizione, il carico minimo disponibile non sia più garantito.

Ipotizzati quindi i diametri, è possibile calcolare le perdite di carico con la **formula di Darcy**:

$$\Delta Y = b L Q^{*2} / D^\mu$$

dove:

Q^* = portata fittizia uniformemente distribuita (m^3/s);

L = lunghezza del tronco di rete (m);

D = diametro del tronco di rete (m);

b, μ = parametri relativi al tipo di tubazione scelto.

Per semplicità di calcolo, le portate sono considerate uniformemente distribuite lungo ogni tronco, assumendo come portata di calcolo una portata fittizia pari a:

$$Q^* = Q_{out} + 0,55 Q_d = Q_{out} + 0,55 (Q_{in} - Q_{out}) = 0,55 Q_{in} + 0,45 Q_{out}$$

con:

Q^* = portata fittizia;

Q_{in} = portata entrante nel tronco;

Q_{out} = portata uscente dal tronco;

Q_d = portata uniformemente distribuita.

VERIFICA IDRAULICA DELLA RETE

Nelle reti a maglie chiuse le portate circolanti non sono note ed è pertanto necessario un calcolo preliminare per determinarle. Inoltre, la verifica della rete viene svolta immaginando concentrata nei nodi l'erogazione delle portate.

Affinché la rete risulti bilanciata sia dal punto di vista delle portate (condizione imposta già inizialmente per la determinazione delle portate di testa nei vari nodi), ma anche dei carichi piezometrici, è necessario adottare un metodo di calcolo tale da far risultare soddisfatte le *equazioni di continuità* delle portate e dei carichi:

$$\sum_i (\pm q_{ij} \pm Q_j) = 0 \quad (1)$$

in cui q_{ij} sono le portate circolanti nei rami che confluiscono nel nodo j , Q_j è la portata complessiva esterna del nodo, e il segno dipende dalla convenzione adottata (ad esempio, positive le portate entranti nel nodo);

$$\sum_i (\pm \Delta h_i) = \sum_i (\pm r_{ik} |q_{ik}| q_{ik}) = 0 \quad (2)$$

in cui q_{ik} sono le portate circolanti nei rami appartenenti alla maglia k , r_{ik} è il valore della costante caratteristica di ogni ramo nella formula di resistenza prescelta, e il segno dipende dalla convenzione adottata per il senso di circolazione dell'acqua nella maglia (ad esempio, positivo se orario).

La soluzione del sistema delle equazioni (1) e (2) non è semplice, sia per l'elevato numero di equazioni che lo compongono, sia per il fatto che le (2) non sono lineari. Le equazioni (1) e (2) indipendenti sono, in una rete a maglie chiuse piana, in numero di $m + n - 1$, essendo m il numero delle maglie ed n il numero dei nodi. Le incognite sono le portate circolanti nei rami, che sono in numero pari a $m + n - 1$.

Si preferisce dunque ricorrere a metodi iterativi, tra i quali uno dei più tradizionali è il *metodo di Hardy-Cross*.

4. METODO DI BILANCIAMENTO DEL CROSS

Il metodo consiste nell'assegnare una distribuzione di primo tentativo q'_i delle portate circolanti (portate di testa) che risulti congruente (cioè che soddisfi al sistema di equazioni (1) di continuità ai nodi), e di operare delle correzioni successive fino ad arrivare ad una soluzione delle equazioni (2) sufficientemente approssimata, ossia fino a verificare la congruenza dei carichi.

Si assume quindi che la distribuzione avvenga solo ai nodi, come schematizzato nella figura 4.

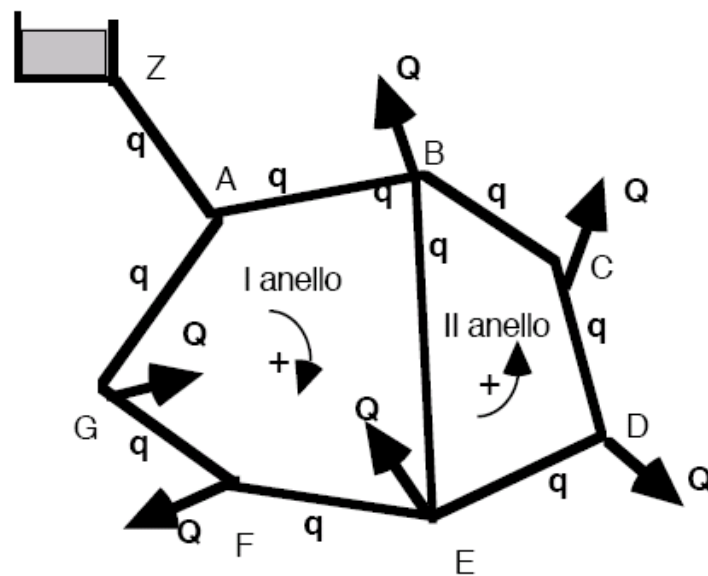


Figura 4. Schema di una rete di distribuzione.

I dati iniziali sono riportati nella seguente tabella.

| | | DATI INPUT | | | | | |
|--------|--------|------------|-------|---|-------|----------------|---------------------------|
| MAGLIA | TRONCO | D (m) | L (m) | b | μ | $k^l = bL/D^4$ | Q^l (m ³ /s) |

Il metodo si applica a tutti i tronchi di ciascuna maglia.

Si conoscono:

- Le portate di tentativo Q^l (m³/s) [portate di testa Q_{in}];
- Il diametro di ciascun tronco D (m)
 [si ottiene dalla formula $D = (4 Q_{in} / \pi v)^{1/2}$ scegliendo il diametro interno, più prossimo, tra quelli commerciali forniti dalle ditte produttrici di tubi];
- La lunghezza di ciascun tronco L (m);
- Le caratteristiche di scabrezza (b e μ).

E' nota inoltre la quota piezometrica del serbatoio (carico assegnato al nodo A nella rete schematizzata nella fig.4).

Le portate Δq_k di correzione delle singole maglie da calcolare per il bilanciamento dei carichi sono fornite dalla:

$$\Delta q_k = - \sum (\pm r_{ik} |q'_{ik}| q'_{ik}) / 2 \sum r_{ik} |q'_{ik}|$$

Correggendo le portate q'_i con le portate Δq_k così trovate, con l'accortezza di applicare ai lati comuni delle maglie contigue la somma algebrica delle correzioni calcolate separatamente, si ripete il procedimento per il numero di volte necessario a raggiungere la precisione desiderata (in pratica fino a quando la somma delle perdite su ogni maglia risulti minore di 0,50 m in valore assoluto; oppure finchè la portata di correzione risulti inferiore a 0,1 l/s per tutte le maglie).

Iterazione per iterazione si verifica inoltre lo spostamento del punto neutro che converge anch'esso, oscillando attorno alla sua posizione iniziale, parallelamente alla convergenza di calcolo.

La 1^a iterazione fornisce:

| 1 ^a ITERAZIONE | | | | |
|---------------------------|------------|-----------------------------|--------------|--------------------------|
| Q^I (m ³ /s) | $k^I Q^I $ | $\Delta Y = k^I Q^I Q^I(m)$ | ΔQ^I | $Q^{II}=Q^I+ \Delta Q^I$ |

- Le perdite di carico sui tronchi di ciascuna maglia e quindi la loro somma su ogni maglia [$\Delta Y = k^I|Q^I|Q^I(m)$];
- Le portate di correzione ΔQ^I delle singole maglie;
- Le portate corrette $Q^{II}=Q^I+ \Delta Q^I$ da usare nella 2^a iterazione.

Al termine dell'iterazione i punti neutri di ciascuna maglia subiscono uno spostamento, poiché le portate entranti nei nodi della rete sono state corrette. Pertanto variano le lunghezze delle due porzioni in cui risultano divisi i tronchi della rete che contengono i punti neutri e, di conseguenza, il valore del corrispondente k.

| SPOSTAMENTO DEL PUNTO NEUTRO: 1 ^a ITERAZIONE | | |
|---|---|--|
| MAGLIA | DISTANZA DAL NODO DI SINISTRA X_{sx} (m) | SPOSTAMENTO VERSO SINISTRA ΔX (m) |

I risultati della 2^a iterazione sono:

| 2 ^a ITERAZIONE | | | | | | |
|---------------------------|----------|----------|------------------|------------------------|-----------------|----------------------------------|
| Q^{II} | L^{II} | K^{II} | $k^{II} Q^{II} $ | $k^{II} Q^{II} Q^{II}$ | ΔQ^{II} | $Q^{III} = Q^{II}+\Delta Q^{II}$ |

Si verificano, come nella 1^a iterazione, il valore della somma delle perdite di carico e della portata di correzione e lo spostamento del punto neutro su ciascuna maglia. Correggendo quindi le portate con le ΔQ^{II} si effettua la 3^a iterazione.

Si ripete il procedimento per il numero di volte necessario fino a soddisfare la seguente condizione su ogni maglia:

$$\sum|\Delta Y| \leq 0,50 \text{ m, oppure } \Delta Q^n \leq 0,1 \text{ l/s}$$

VERIFICHE

1) Verifica di giorno

Terminato il Cross, i valori dei carichi finali sono quelli che rispettano la congruenza e quindi sono quelli in definitiva da assumersi.

Si può così calcolare il ΔY per ogni tronco, fissando una sola quota, ad esempio quella di monte, e ricavando di seguito tutte le altre.

Poiché questi carichi sono stati ottenuti tenendo conto delle portate che occorre distribuire alla popolazione nell'ora di punta, ovvero quella di massimo consumo, essi sono i minimi possibili. Quindi sottraendo la quota del piano campagna di ciascun nodo a quella del carico fornito, si ricava il **carico disponibile di giorno**.

Non deve superare i 50-60 m.

2) Verifica di notte

Ci si è posti nelle condizioni più gravose ossia si è ipotizzato che di notte non ci siano consumi e che quindi il serbatoio sia pieno. La suddetta rappresenta una condizione di carico idrostatica e quindi il **carico disponibile di notte** è pari alla differenza tra il livello massimo nel serbatoio e la quota del piano campagna dei diversi nodi.

Non deve superare i 70 m circa.

3) Verifica delle velocità

Si calcolano le velocità nei tronchi con i valori di portata definitivi e si verifica che esse siano inferiori a 2 m/s, valore limite assunto per evitare eccessiva usura, e comunque superiori a 0,5 m/s per evitare sedimentazione eventuale di solidi sospesi.

| VERIFICA DEI CARICHI | | | | | | | |
|----------------------|------|------------|-------------------------|-------|----------------|-------------------------|------------------|
| TRONCO | NODO | ΔY | QUOTE PIEZOMETRICHE (m) | | QUOTE p.c. (m) | CARICHI DISPONIBILI (m) | |
| | | | Hsmin | Hsmax | | DI GIORNO | DI NOTTE |
| | A | | | | Z_A | $H_{smin} - Z_A$ | $H_{smax} - Z_A$ |

A partire dal nodo A, a cui è assegnata la quota H_s , e note le perdite di carico su ogni tronco, calcolate nell'ultima iterazione del Cross, è possibile determinare le quote piezometriche in tutti i nodi della rete. Si procede quindi alla verifica dei *carichi disponibili* in ogni nodo.

- I *carichi disponibili di giorno* si ottengono a partire dal livello minimo del serbatoio (H_{smin}), sottraendo alla quota piezometrica di ciascun nodo la corrispondente quota del p.c.

- I *carichi disponibili di notte* si ottengono sottraendo al livello massimo del serbatoio (H_{smax}) la quota del p.c. dei diversi nodi.

I valori delle velocità si ottengono con la formula:

$$v = Q^n / (\pi D^2 / 4)$$

dove Q^n sono le portate entranti nei nodi, ottenute nell'n-esima iterazione.

| VERIFICA DELLE VELOCITA' | | | | |
|--------------------------|--------|-------|-----------------------|---------|
| MAGLIA | TRONCO | D (m) | Q (m ³ /s) | v (m/s) |

METODO DI CROSS CON PORTATA ANTINCENDIO

Il calcolo col metodo di Cross e le verifiche finali vanno ripetuti nell'ipotesi di far circolare in rete una portata suppletiva per il servizio antincendio.

Per la portata antincendio la valutazione viene di solito effettuata con la **formula di Conti**:

$$Q = 6\sqrt{P} \text{ (l/s)}$$

dove P è la popolazione del centro abitato in migliaia di abitanti.

5. CONDOTTA ADDUTTRICE

Com'è noto le reti di distribuzione urbana devono essere dimensionate per la portata Q_{hmax} di punta oraria che si ha nel corso dell'anno, mentre la condotta adduttrice può essere dimensionata anche per una portata inferiore, assegnando al serbatoio una certa capacità di compenso, che sia in grado di sopperire, in determinati intervalli di tempo, alla maggiore richiesta della rete rispetto alla portata in arrivo dall'adduttrice. La condotta adduttrice può essere dimensionata per una portata $Q = \varphi Q_m$, variabile tra quella media annua Q_m e quella di punta oraria $Q_{hmax} = c_p Q_m$, per cui il coefficiente φ risulta variabile tra 1 e c_p . All'aumentare della portata di dimensionamento dell'adduttrice, e quindi del coefficiente φ , la capacità di compenso che deve avere il serbatoio diminuisce, fino ad annullarsi per $\varphi = c_p$, non essendo in questo caso necessaria alcuna funzione di compenso del serbatoio stesso.

Si fa poi presente che nel caso di rottura dell'adduttrice il servizio subisce un'interruzione. Perciò, se si vuole evitare tale inconveniente, è preferibile realizzare due condotte in parallelo, di diametro tale che, con la portata $Q/2$, pari alla metà di quella complessiva da addurre, si abbia nel tratto d'adduzione la stessa perdita di carico che si verifica con l'intera portata Q in presenza di un'unica tubazione.

Supponiamo che la condotta adduttrice funzionante a gravità ha una lunghezza totale L ; il dislivello è ΔY e Q la portata da addurre (fig. 5).

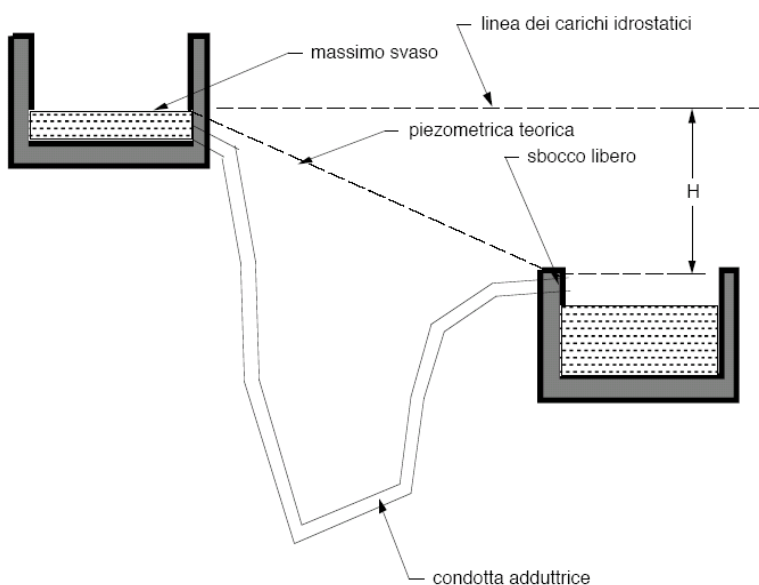


Figura 5. Schema di un'adduzione

Dalla formula di Darcy:

$$\Delta Y = b L Q^2 / D^{\mu}$$

si ottiene un diametro:

$$D = (b L Q^2 / \Delta Y)^{1/\mu}$$

Questo in generale non corrisponderà ad uno di quelli reperibili in commercio. Occorrerà pertanto scegliere il diametro immediatamente superiore nella serie commerciale a quello teorico, ovvero si potrà suddividere la condotta in due tronchi di lunghezza rispettivamente L_1 e L_2 e di diametro rispettivamente D_1 e D_2 , scelti tra quelli commerciali immediatamente superiore e inferiore a quello teorico, tali che sia soddisfatto il sistema:

$$L_1 + L_2 = L$$

$$J_1 L_1 + J_2 L_2 = \Delta Y$$

E' appena il caso di ricordare che la scelta del coefficiente di scabrezza deve riferirsi a condotta funzionante dopo lungo esercizio.

6. SERBATOIO

In base alla sua quota svolge la fondamentale *funzione piezometrica*, mentre a seconda della sua capacità assicura le *funzioni di compenso e di riserva*. Dal punto di vista piezometrico occorre scegliere la quota della vasca in modo che sia garantito il tranquillo esercizio delle reti di distribuzione in ogni situazione di consumo.

Pertanto, la scelta del sito in cui ubicare il serbatoio si effettua sia assicurando, in condizioni di massima erogazione, un carico di almeno 20 m all'utenza più sfavorita, si tenendo conto dell'orografia del sito stesso.

1) LA CAPACITA' DI COMPENSO

La capacità di compenso può essere facilmente calcolata una volta note le leggi di variazione delle portate in arrivo dall'adduttrice (grafico degli afflussi) e delle portate richieste dalle utenze (grafico dei deflussi).

Per le adduttrici a gravità la legge degli afflussi al serbatoio risulta nota una volta stabilita la portata φQ_m di dimensionamento dell'adduttrice, mentre la legge dei deflussi (richiesta idrica degli utenti) dipende dalle caratteristiche climatiche del centro abitato, dalle abitudini dei cittadini e da altri fattori, il più importante dei quali è senz'altro il numero degli abitanti serviti.

Pertanto, il **volume di compenso** V_c può essere determinato con la regola del Conti, o metodo del filo teso che consente il calcolo del volume di compenso, in base al regime dei afflussi (ipotizzato costante in arrivo dall'adduttrice) e il regime dei deflussi caratteristico del centro (fig.6).

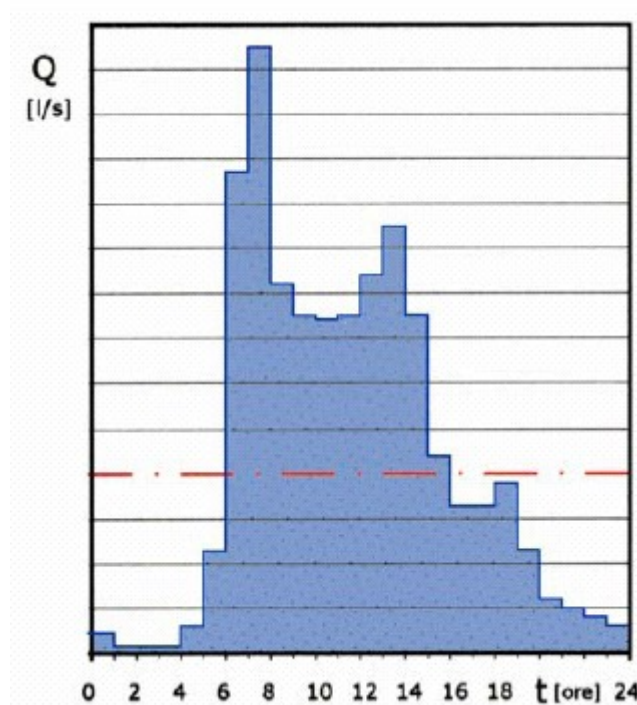


Figura 6. Diagramma cronologico delle portate richieste dagli utenti, nel giorno dei massimi consumi. Portata dell'acquedotto (costante nel tempo).

La nota costruzione grafica rappresenta le curve integrali degli afflussi V_a e dei deflussi V_u . Dalla somma dei due massimi scostamenti verticali tra le due curve, positivo e negativo, si ricava il volume di compenso, nell'ipotesi di regolazione totale.

Metodo grafico : trova fondamento nella funzione integrale : $V = \int_0^t q \cdot dt$

Nella Figura 7 a sono riportati:

- la funzione $V_u(t) = \int_0^t q_u \cdot dt$ - curva dei volumi richiesti dalla rete, in funzione del tempo t
- la funzione $V_a(t) = \int_0^t \bar{q}_a \cdot dt$ - costate essendo $\bar{q}_a = \frac{V_u}{T} =$ portata di regolazione per soddisfare la variabile q_u richiesta.

Si trasla verticalmente la retta di regolazione fino a far toccare superiormente ed inferiormente la cumulata delle portate richieste $V_u(t)$. Eseguite queste operazioni, l'intervallo tra le due rette rappresenta il volume necessario da assegnare al serbatoio per consentire la prestabilita regolazione dei deflussi. L'area punteggiata rappresenta la condizione di disponibilità di acqua nel serbatoio.

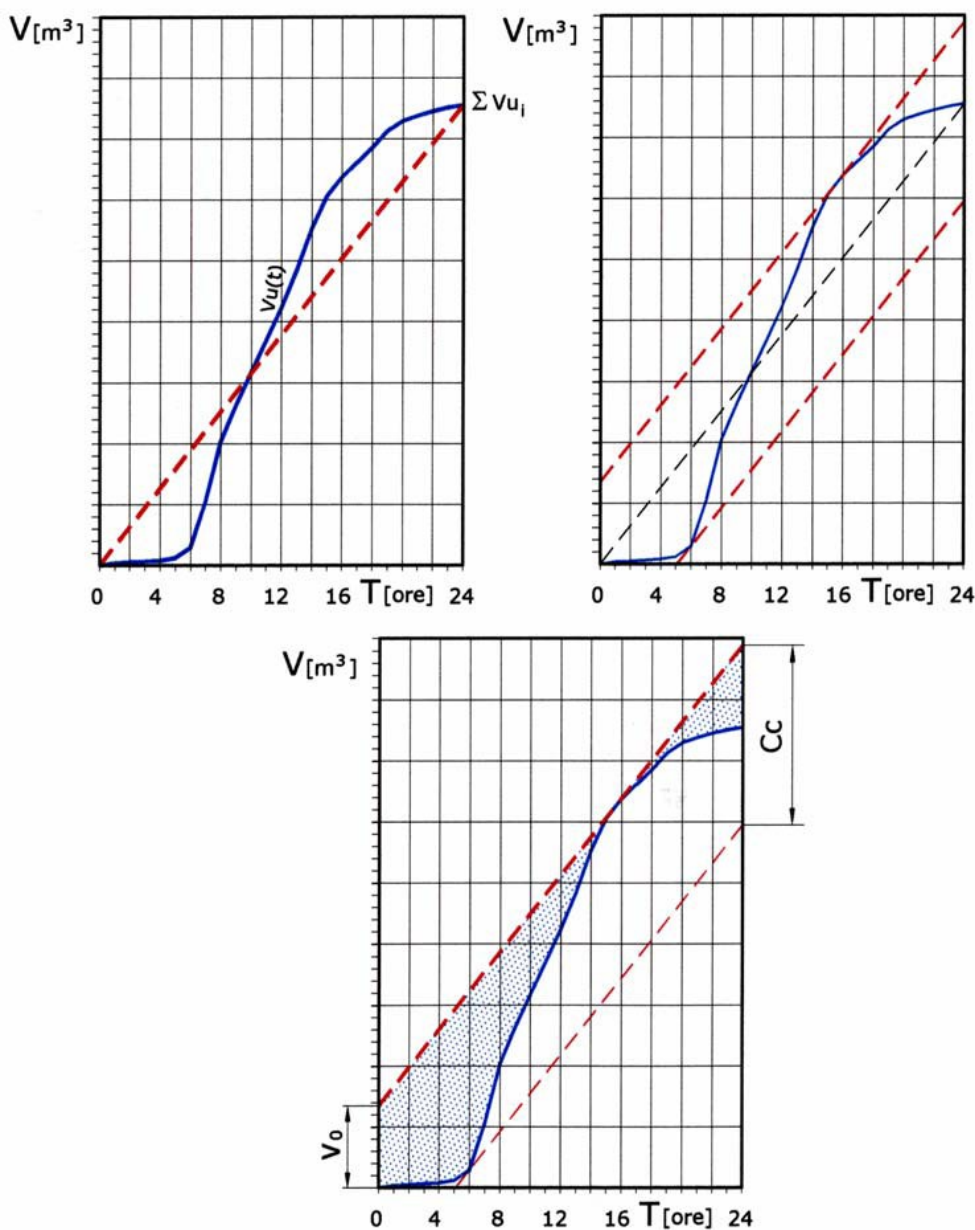


Figura7. Determinazione grafica della capacità di compenso Cc

| VOLUME DI COMPENSO | | | | | | | | |
|--------------------|-------------------|-----------------|-----------------|--------------------|-----------------|-----------------|--------------------|--|
| ORE | Q _{uh} % | Q _{uh} | V _{uh} | V _{uhTOT} | Q _{eh} | V _{eh} | V _{ehTOT} | V(t) = V _{ehTOT} - V _{uhTOT} |

$Q_{uh} = \varphi Q_m =$ portata oraria uscente dal serbatoio nel giorno di massimo consumo (intesa come % della portata media annua) [m^3/s];

$V_{uh} = Q_{uh} \times 3600 =$ volume d'acqua uscente dal serbatoio in un'ora [m^3];

$Q_{eh} = \sum V_{uh}/T = \sum V_{uh}/(24 \times 3600) =$ portata oraria entrante nel serbatoio [m^3/s];

$V_{eh} = Q_{eh} \times 3600 =$ volume d'acqua entrante nel serbatoio in un'ora [m^3].

2) LA CAPACITA' DI RISERVA

I serbatoi devono contenere, oltre alla capacità di compenso, anche una riserva che serve a fronteggiare eventuali malfunzionamenti che determinino la mancata erogazione al serbatoio dalla condotta adduttrice.

L'ordine di grandezza di tale capacità è del volume giornaliero d'acqua consumata dal centro da servire.

In dipendenza del rischio e della durata prevedibili per le interruzioni, è consigliabile assegnare al serbatoio un **volume minimo di riserva** V_r variabile tra 1/3 e 1/2 del consumo massimo giornaliero $V_{g \max}$:

$$V_r = (1/3 \div 1/2)V_{g \max}$$

Nel caso di più adduttrici, è piuttosto improbabile che tutte le adduttrici vadano contemporaneamente in avaria, pertanto il volume di riserva potrebbe essere inferiore a quello del caso di una sola adduttrice.

Per tale ultimo caso alcuni Autori segnalano l'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:

$$V_r = 86400 Q_{h \max}$$

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 indicano tale volume di riserva nella metà del precedente cioè:

$$V_r = 1/2 \times 24 \times 3600 \times Q_{h \max}$$

3) LA CAPACITA' PER IL SERVIZIO ANTINCENDIO

Per centri abitati di una certa importanza Conti propone per la portata antincendio Q_i la seguente formula:

$$Q_i = 6\sqrt{P} \text{ (l/s)}$$

dove P è la popolazione del centro abitato in migliaia di abitanti.

Ammissa una durata del servizio di 5 ore, si deduce per il **volume antincendio** V_i il seguente valore:

$$V_i = (5 \times 3600 \times 6\sqrt{P})/1000 = 108\sqrt{P} \text{ (m}^3\text{)}$$

Il dimensionamento idraulico, cioè volumetrico dei serbatoi è dato dalla somma dei tre volumi precedentemente determinati:

- volume di compenso,
- volume di riserva,
- volume antincendio.

Il volume totale $V_{\text{tot}} = V_c + V_r + V_i$ va ripartito in tre vasche, ciascuna del volume utile di $V_{\text{tot}}/3$.

L'escursione del livello nei serbatoi era in passato contenuta in 4÷5 m circa per non modificare eccessivamente la piezometrica nel centro abitato tra le situazioni di serbatoio pieno e vuoto.

Ragioni economiche portano ora a preferire serbatoi con maggiori tiranti d'acqua: il problema della piezometrica è risolto adottando, all'uscita del serbatoio o comunque, all'inizio della distribuzione una valvola regolatrice di pressione che fissa la piezometrica a valle di essa in modo indipendente dalla piezometrica nel serbatoio.