

Costruzioni Idrauliche

prof. Francesco PUGLIESE

Le più importanti tipologie di infrastrutture idrauliche trattate in questo corso possono essere classificate in tre differenti categorie:

appunti di Riccardo Maria Polidoro
riccardo.polidoro.org

- **Adduzione idrica:** opere e manufatti che, partendo da una fonte di approvvigionamento connessa ad una vasca di carico (vasca che permette il deposito di detriti sospesi nel fluido in movimento), trasporta l'acqua mediante tubazioni ad un serbatoio di contenimento.
- **Distribuzione idrica:** opere e manufatti che trasportano acqua dai serbatoi di contenimento alle singole utenze private ed ai servizi pubblici, oltre che per idranti antincendio; a volte i centri abitati sono dotati di reti di distribuzione che erogano acque aventi caratteristiche differenti per poter rispondere efficacemente ad esigenze differenziate.
- **Drenaggio urbano:** anche note come infrastrutture di smaltimento o fognature, sono costituite dalle opere di raccolta e immissione delle acque reflue nei collettori stradali, dalla rete di drenaggio propriamente detta e da altri manufatti dediti alla raccolta, l'allontanamento e lo smaltimento di acque reflue e meteoriche.

La progettazione delle suddette infrastrutture, presenti almeno sin dai tempi degli antichi romani, attualmente coinvolge due funzionamenti idraulici:

- **A pressione [compressione]:** obiettivo è vincere il dislivello geodetico fornendo energia all'acqua attraverso una pressione; viene impiegata nelle infrastrutture di adduzione e distribuzione.
- **A pelo libero:** lo strato superficiale del volume d'acqua in movimento è a contatto con l'atmosfera, dunque soggetto alla pressione atmosferica; questo funzionamento idraulico è vincolato all'inclinazione del canale, opera da un punto iniziale detto monte ad uno finale denominato valle (ad eccezione di alcune specifiche realizzazioni come il sifone rovescio).
Essendo un'infrastruttura di drenaggio urbano caratterizzata dalla presenza di più immissioni distribuite sul territorio (caditoie, bocche di lupo...), un impianto con funzionamento idraulico a pressione non consentirebbe un corretto esercizio: la pressione determinerebbe fuoriuscite e flooding urbano.
Ne segue che le infrastrutture di drenaggio urbano hanno funzionamento idraulico a pressione.

Come anticipato, l'uso e la regimentazione delle acque attraverso costruzioni idrauliche di particolare complessità ed estensione si registra particolarmente presso i romani: l'acquedotto augusteo del Serino (I sec. a.C.), di circa 96 km, rappresenta l'esempio più eclatante in Campania di quanto asserito: partendo dalle sorgenti del Serino condace acqua fino alla Piscina Mirabilis di Baoli - uno dei più importanti serbatoi dell'epoca, con un volume di circa 12 000 m³ - con numerose diramazioni che alimentano vari insediamenti (Poupei, Ercolano, Acerra, Atella, Posillipo...).

L'interazione tra acqua e uomo è sempre stata fondamentale, essendo l'acqua una risorsa primaria per la vita; i primi insediamenti di dimensioni maggiori sono infatti attraversati da fiumi ed altri corsi d'acqua; il rapporto si è poi evoluto con la realizzazione di infrastrutture che consentono una miglior gestione della risorsa idrica, diminuendo il rischio idraulico e determinando al contempo notevoli impatti sulla pianificazione territoriale (come una diga, che a monte dello sbarramento genera un volume idrico di accumulo per determinati utilizzi, come la produzione di energia idroelettrica).

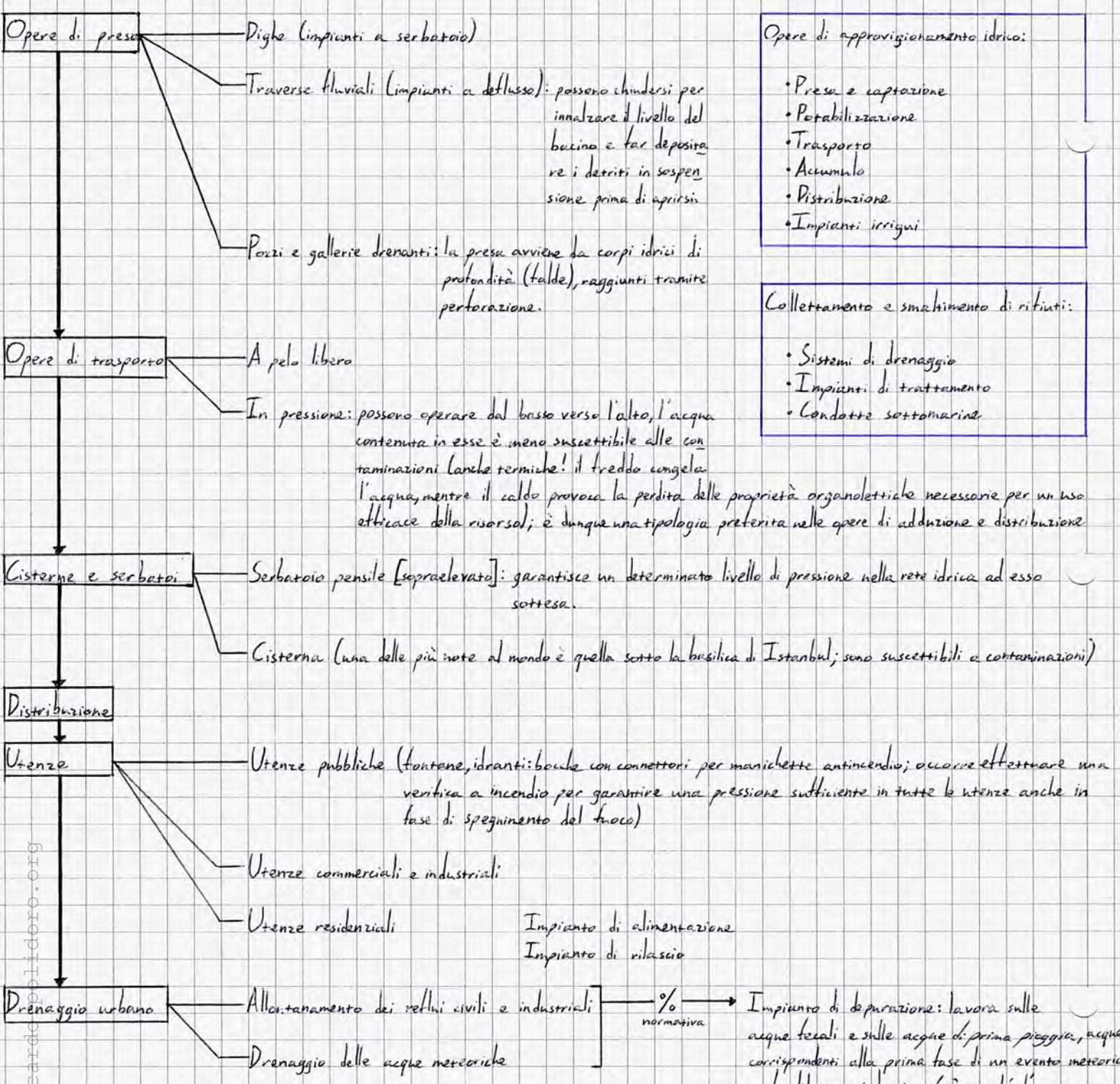
La risorsa idrica, come anticipato, assolve diverse finalità:

- Approvvigionamento idropotabile (per poter bere);
- Agricoltura (irrigazione);
- Attività produttive industriali;
- Uso ricreativo (parchi acquatici, piscine, giochi d'acqua...);
- ...

⚠ Oggi è importante più che mai un approccio **sostenibile** al tema: ad oggi in Italia circa il 38% della risorsa idrica si disperde, con picco del 60% in Sardegna (in Campania è del 47%); si ritiene teoricamente fisiologico un livello di perdite compreso tra il 7 e il 15%, globalmente però i livelli sono sensibilmente più alti; riveste elevato interesse di ricerca l'ottimizzazione delle procedure, soprattutto per quanto riguarda la regolazione della pressione: una sovrappressione nelle tubazioni lede l'integrità dei giunti se non delle tubazioni stesse!

Un parametro di fondamentale importanza degli impianti a pressione è evidentemente la **pressione**, che deve essere compatibile con le necessità. È però altrettanto significativa la **portata**, che nella disciplina si assume come portata volumetrica valendo l'ipotesi di incompressibilità dell'acqua in condizioni di esercizio.

Il ciclo dell'acqua è un ciclo sostanzialmente chiuso: l'acqua captata dalle sorgenti viene sottoposta ad un processo di potabilizzazione, giunge alle varie utenze e viene inviata in un impianto di depurazione in maniera tale da poterla reimmettere in ambiente. Sinteticamente, le opere trattate nel corso seguono l'iter elencato di seguito:



- Opere di approvvigionamento idrico:**
- Presa e captazione
 - Potabilizzazione
 - Trasporto
 - Accumulo
 - Distribuzione
 - Impianti irrigui

- Collettamento e smaltimento di rifiuti:**
- Sistemi di drenaggio
 - Impianti di trattamento
 - Condotte sottomarine

riccardopolidoro.org

Dagli impianti di depurazione le acque dal carico inquinante sensibilmente ridotte vengono allontanate tramite condotte sottomarine e disperse nell'ambiente: è importante migliorare la qualità di questi scarichi.

Si sono dimostrati particolarmente efficaci dal punto di vista della sostenibilità ambientale gli approcci verso il *Low impact development* (LID) e le *Best management practices* (BMPs), frequentemente *nature based*: è il caso di tetti-giardino, trincee di infiltrazione o drenanti, impianti di fitodepurazione.

Il rischio idraulico, spesso legato ad eventi alluvionali, richiede una particolare attenzione alla progettazione, manutenzione e gestione di impianti dedicati per evitare disastri e catastrofi (Polesine, 1951; Firenze, 1966; Genova, 2014; Sarno 1998; Atrani, 2010 e Ischia 2022 per eventi connessi al rischio idrogeologico).

L'approccio alla disciplina è multidisciplinare: richiede padronanza di alcuni concetti delle seguenti discipline:

- Idraulica: studio della meccanica dei fluidi come base per la risoluzione dei problemi di idrostatica ed idrodinamica;
- Idrologia: studio delle piogge e dei meccanismi di formazione delle piene meteoriche;
- Scienza delle Costruzioni;
- Geotecnica;
- Statistica e calcolo delle probabilità.

Grandezze fisiche d'interesse per la disciplina

Massa m [M; kg]: Proprietà intrinseca di un corpo, corrispondente alla sua quantità di materia, che definisce la tendenza di un corpo ad opporsi alla modifica della propria velocità. Essendo misura dell'inerzia di un corpo è anche detta massa inerziale.

La lettera maiuscola si riferisce alla grandezza, quella minuscola è il simbolo di riferimento!

Velocità v [L/T , m/s]: Grandezza vettoriale definita come variazione della posizione di un corpo rispetto al tempo; in termini matematici è la derivata del vettore posizione rispetto al tempo:

$$\vec{v} = \frac{d\vec{s}}{dt} \quad \frac{d\vec{v}}{dt} = \frac{d^2\vec{s}}{dt^2} \quad |\vec{v}| = \frac{\Delta s}{\Delta t}$$

istantanea media

Accelerazione a [L/T^2 , m/s^2]: Grandezza vettoriale definita come variazione della velocità v di un corpo rispetto al tempo t . In termini matematici è la derivata del vettore velocità rispetto al tempo:

$$\vec{a} = \frac{d\vec{v}}{dt} \quad \frac{d\vec{a}}{dt} = \frac{d^2\vec{v}}{dt^2} \quad |\vec{a}| = \frac{\Delta v}{\Delta t}$$

istantanea media

Forza F [$M L/T^2$; N]: Quantifica il fenomeno di induzione di una variazione dello stato di quiete o di moto dei corpi stessi; in presenza di più forze è la risultante della loro composizione vettoriale a determinare la variazione del moto. La forza è descritta dalla seconda legge di Newton come derivata rispetto al tempo della quantità di moto p di un corpo:

$$\vec{F} = \frac{d\vec{p}}{dt} = \frac{d(m\vec{v})}{dt} \quad \text{in un sistema a massa costante, } \vec{F} = m \frac{d\vec{v}}{dt} = m\vec{a}$$

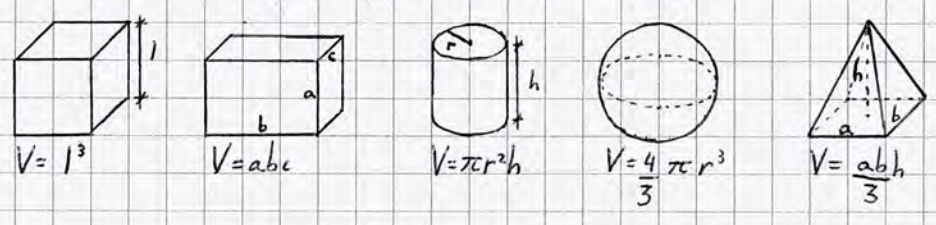
Nel sistema internazionale l'unità di misura della forza è il Newton, ma è anche possibile adottare i chilogrammi forza kgf, ricordando che $g = 9,806 \text{ m/s}^2$.

$$[N] = [kg] \left[\frac{m}{s^2} \right]$$

Si definisce forza peso \vec{P} la forza che un campo gravitazionale — ad esempio quello terrestre — esercita su un corpo avente una massa; è funzione dell'accelerazione gravitazionale, pari secondo il S.I. a $g = 9,806 \text{ m/s}^2$

$$\vec{P} = m \cdot \vec{g}$$

Volume $V [L^3; m^3]$: Spazio occupato da un corpo, frequentemente misurato in idraulica in litri: $1 L = 1 \cdot 10^{-3} m^3$



Densità $\rho [M/L^3; kg/m^3]$: Quantità di massa m presente nell'unità di volume:

$$\rho = \frac{m}{V} \Rightarrow \left[\frac{kg}{m^3} \right]$$

Peso specifico $\gamma [M/L^2 \cdot T^{-2}; N/m^3]$: Peso per unità di volume:

Si assume $\gamma_{H_2O} = 9806 N/m^3$

$$\gamma = \frac{\vec{P}}{V} = \frac{m}{V} \cdot \vec{g} = \rho \cdot \vec{g} \Rightarrow \left[\frac{N}{m^3} \right] = \left[\frac{kg}{m^3} \right] \cdot \left[\frac{m}{s^2} \right] = \left[\frac{kg}{m^2 \cdot s^2} \right]$$

Pressione $p [M/L \cdot T^{-2}; Pa]$: Forza esercitata per unità di superficie, espressa in Pascal.

Tipicamente, assumeremo $\rho_{H_2O} = 1000 kg/m^3$

$$p = \frac{\vec{F}}{A} \Rightarrow [Pa] = \left[\frac{N}{m^2} \right] = \left[\frac{kg \cdot m/s^2}{m^2} \right] = \left[\frac{kg}{m \cdot s^2} \right]$$

Energia $E [M \cdot L^2/T^2; J]$: Capacità di un corpo o di un sistema fisico di compiere un lavoro. Si esprime in Joule J.

$$E = \vec{F} \cdot \vec{s} \Rightarrow [J] = [N] \cdot [m]$$

Potenza $P [M \cdot L^2/T^3; W]$: Misura del lavoro compiuto nell'unità di tempo, espressa in Watt W.

$$P = \frac{E}{t} \Rightarrow [W] = \frac{[J]}{[s]} = \frac{[kg] \cdot [m/s^2] \cdot [m]}{[s]} = \left[\frac{kg \cdot m^2}{s^3} \right]$$

Portata massica $m [M/T; kg/s]$: Massa di fluido transitante attraverso una sezione nell'unità di tempo, espressa in kg/s.

Portata volumetrica $Q [L^3/T; m^3/s]$: Volume di fluido transitante attraverso una sezione nell'unità di tempo, espressa in $\frac{m^3}{s}$.

Proprietà dei fluidi

Un fluido inteso come sistema continuo è essenzialmente soggetto a due tipologie di forze:

- Forze di massa: forze di natura gravitazionale, sono direttamente proporzionali alla massa e corrispondono alle forze di gravità.
- Forze di superficie: di natura interazionale (una parte di fluido esercita una forza su una parte adiacente).

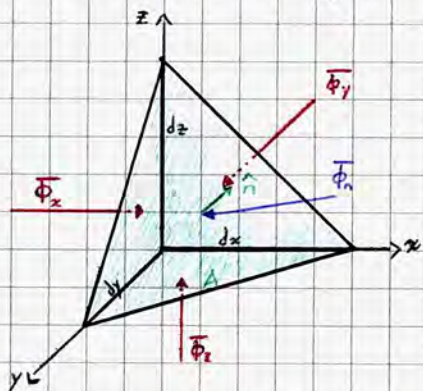
Logicamente, un sistema è in equilibrio $\Leftrightarrow \sum \vec{F} = \vec{0}$, il che implica che ogni parte del fluido è in equilibrio e dunque $\sum \vec{F}_m + \sum \vec{F}_s = \vec{0}$.
 Le singole forze di superficie che si trasmettono tra le diverse parti di fluido si definiscono — definita un'areola infinitesima dA — attrazione verso lo sforzo unitario, ovvero la sollecitazione agente — secondo una qualsiasi direzione — su un'areola dA rapportata all'area stessa; esso si scompone in una componente ortogonale alla giacitura dell'area (sforzo normale σ) ed una ad essa tangenziale (sforzo tangenziale τ).

$$\vec{p}_n = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{d\vec{F}}{dA} \Rightarrow \left[\frac{F}{L^2} \right] \rightarrow \frac{N}{m^2} \text{ misurata in idraulica in Pascal (Pa)}$$

sollecitazione agente
di norma sono di compressione

sforzo unitario
verso della normale alla superficie dA

Per caratterizzare i fluidi in equilibrio normalmente si considera il Tetraedro di Cauchy in maniera tale da poter caratterizzare il tensore degli sforzi: definita una terna ortogonale xyz rispetto cui l'isolea dA ha giacitura genericamente inclinata e normale al versore \hat{n} , i lati del tetraedro saranno di lunghezza dx, dy, dz ; è dunque possibile definire le forze di superficie come:



$$\begin{aligned}
 -\bar{\Phi}_x \cdot A \cos(\hat{n} \cdot \hat{i}) &= -\bar{\Phi}_x \cdot A \cos(n_x) \\
 -\bar{\Phi}_y \cdot A \cos(\hat{n} \cdot \hat{j}) &= -\bar{\Phi}_y \cdot A \cos(n_y) \\
 -\bar{\Phi}_z \cdot A \cos(\hat{n} \cdot \hat{k}) &= -\bar{\Phi}_z \cdot A \cos(n_z) \\
 \bar{\Phi}_n \cdot A & \text{ faccia di normale } \hat{n}
 \end{aligned}$$

Le forze di massa sono trascurabili, essendo un infinitesimo di ordine superiore (che body forces negli appunti di Scienza delle Costruzioni)

Ne segue la Prima equazione cardinale dell'equilibrio: $\bar{\Phi}_n = \bar{\Phi}_x \cos(n_x) + \bar{\Phi}_y \cos(n_y) + \bar{\Phi}_z \cos(n_z)$
Da cui si ottiene la forma scalare:

$$\begin{cases}
 \Phi_{nx} = \Phi_{xx} \cos(n_x) + \Phi_{yx} \cos(n_y) + \Phi_{zx} \cos(n_z) \\
 \Phi_{ny} = \Phi_{xy} \cos(n_x) + \Phi_{yy} \cos(n_y) + \Phi_{zy} \cos(n_z) \\
 \Phi_{nz} = \Phi_{xz} \cos(n_x) + \Phi_{yz} \cos(n_y) + \Phi_{zz} \cos(n_z)
 \end{cases}$$

Da cui si ricava il tensore degli sforzi: $\begin{bmatrix} \Phi_{xx} & \Phi_{yx} & \Phi_{zx} \\ \Phi_{xy} & \Phi_{yy} & \Phi_{zy} \\ \Phi_{xz} & \Phi_{yz} & \Phi_{zz} \end{bmatrix}$

Dall'equilibrio alla rotazione rispetto ai tre assi cartesiani del tetraedro si ricava che il tensore degli sforzi è un tensore simmetrico, da cui deriva che esso è composto unicamente dalle seguenti componenti:

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ii} &= \sigma_i \\
 \tau_x &= \Phi_{xz} = \Phi_{zx} \\
 \tau_y &= \Phi_{xy} = \Phi_{yx} \\
 \tau_z &= \Phi_{yz} = \Phi_{zy}
 \end{aligned}
 \Rightarrow
 \begin{bmatrix}
 \sigma_x & \tau_z & \tau_y \\
 \tau_z & \sigma_y & \tau_x \\
 \tau_y & \tau_x & \sigma_z
 \end{bmatrix}$$

dove $\sigma = f(x, y, z, t)$
 $\tau = f(x, y, z, t)$

A prescindere dal punto considerato, valgono le seguenti proprietà:

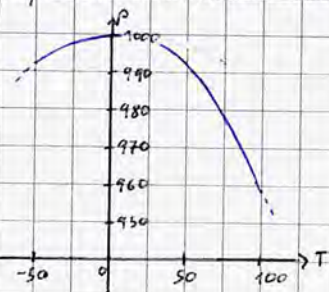
- Esiste almeno una configurazione di tre piani principali mutuamente ortogonali tali che $\tau = 0$ (sistema principale d'inerzia);
- Se al variare della giacitura dei piani lo sforzo ammette solo componente normale, il sistema si dice isotropo. In questo caso, $\sigma = \text{cost.} = p$ (pressione)

Inoltre, la somma delle componenti di sforzo normale è invariante (l'invariante lineare del tensore). Definito detto invariante come S , si ha che:

$$S = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \Leftrightarrow p \stackrel{\text{def}}{=} \frac{S}{3}$$

Si ricorda che la pressione per definizione è ORTOGONALE alla superficie agente!

Come anticipato, una delle caratteristiche che si assumono per l'acqua è la densità costante e pari a 10000 kg/m^3 ; in realtà l'equazione caratteristica della densità dipende dalla temperatura secondo un andamento parabolico.



Poiché la temperatura di esercizio nelle applicazioni oscilla tra 0 e 40°C , è possibile in buona approssimazione assumere la densità costante.

$$A \text{ rigore, } \rho = \rho_0 (1 + a\vartheta - b\vartheta^2 + c\vartheta^3) \text{ con } \rho_0 = \rho(\vartheta = 0^\circ\text{C}) = 10000 \text{ kg/m}^3$$

Essendo $\gamma = \rho \cdot g$, logicamente la medesima approssimazione può essere effettuata per il peso specifico.

La verifica della bontà dell'approssimazione fatta può essere effettuata analizzando la comprimibilità dell'acqua, ovvero la sua attitudine a cambiare volume (dunque densità) al variare della pressione cui è sottoposta.
Si consideri un volume di controllo soggetto ad una determinata pressione p - per definizione sempre normale alla frontiera del volume - allora si può definire empiricamente che:

$$\Delta V = -V \frac{dp}{E}$$

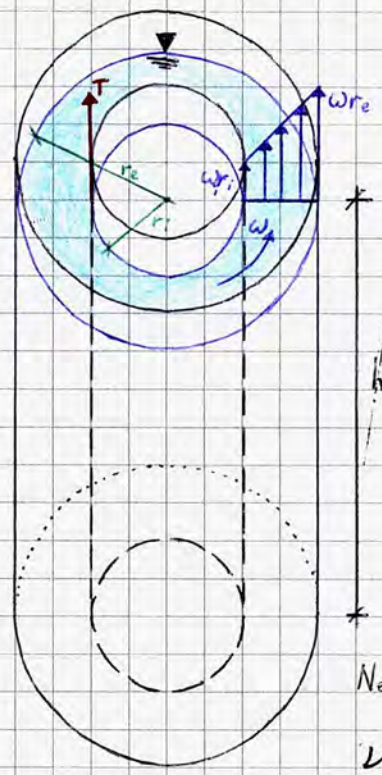
variazione di pressione
modulo di comprimibilità dell'acqua (caratteristico) = $2,03 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$
Per il principio di conservazione della massa, $\rho V = m = \text{cost.}$; differenziando la relazione si ha che $\rho dV + V d\rho = 0 \Rightarrow \frac{d\rho}{\rho} = -\frac{dV}{V} = \frac{dp}{E} \Leftrightarrow \frac{d\rho}{\rho} \rightarrow 0$ [QED]

$$E = 2,03 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$$

Volendo essere rigorosi, per tener conto della variazione della densità è sufficiente integrare la relazione $dV/V = -dp/\rho$ e svilupparla in serie di Taylor trascurando i termini di ordine superiore al 1°

Si definisce viscosità l'interazione tangenziale tra diversi strati di fluido quando esso è in movimento. Per poterne caratterizzare l'entità dal punto di vista analitico si è eseguita un'esperienza in laboratorio considerando due cilindri coassiali con del fluido posto nell'intercapedine costituita dalle loro pareti laterali: la rotazione del cilindro esterno induce il movimento di quello interno - dimostrando l'insorgenza di un regime tensoriale - dunque bloccare la rotazione del cilindro interno consente di valutare la coppia resistente, dunque la forza tangenziale T , da applicare.

Si dimostra sperimentalmente che:



$$T = \mu \cdot A \cdot \frac{\Delta u}{\Delta r}, \text{ con}$$

$$A = 2\pi r_i h$$

$$\Delta u = \omega_e r_e - \omega_i r_i$$

$$\Delta r = r_e - r_i$$

T è la forza tangenziale necessaria a mantenere fermo ($\omega_i = 0$) o in rotazione a velocità angolare costante ($\omega_i = \text{cost.}$) il cilindro interno.

D : norma, $\omega_i \leq \omega$!

$\mu \rightarrow \left[\frac{N \cdot s}{m^2} \right]$ si definisce viscosità dinamica.

Definito lo sforzo tangenziale $\tau = \frac{T}{A} = \mu \frac{\Delta u}{\Delta r}$, passando a dimensioni infinitesime ($\Delta r \rightarrow 0$) si ottiene che:

$$\tau = \mu \frac{du}{dn}, \text{ con } dn \text{ direzione ortogonale a quella del moto}$$

Ne segue che la viscosità dinamica non dipende dalla stato di sforzo, ma solo da T !

Nei progetti viene tipicamente utilizzata la viscosità cinematica ν :

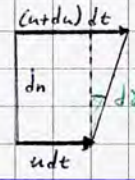
$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \rightarrow \left[\frac{m^2}{s} \right] = \left[\frac{Ns}{m^2} \right] \cdot \left[\frac{m^3}{kg} \right] = \left[\frac{kg \cdot m \cdot s}{m^2} \right] \cdot \left[\frac{m^3}{kg} \right]$$

È anche possibile correlare lo sforzo tangenziale alla deformazione angolare $d\gamma$ della massa fluida:

$$d\gamma = \frac{du}{dn} \cdot dt$$

\Downarrow

$$\tau = \mu \frac{du}{dn} = \mu \frac{d\gamma}{dn} = \mu \gamma$$



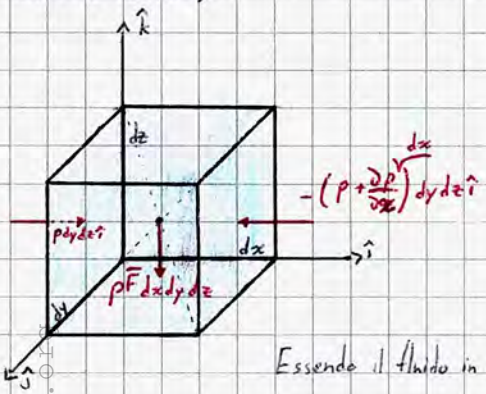
Statica dei fluidi

Fondamentale nello studio della statica dei fluidi è la prima equazione alla base del comportamento meccanico dei fluidi: l'equazione indefinita della statica dei fluidi, che agisce sull'elemento infinitesimo ed ha dunque un approccio di tipo locale (pone in relazione delle caratteristiche aventi valore puntuale, a differenza dell'approccio globale e la conseguente equazione definita [...] - ricavata integrando l'equazione indefinita in un dominio finito - che si riferisce ad un volume finito e definito).

Consideriamo un volumetto infinitesimo di fluido in quiete; esso è soggetto alle seguenti forze:

- Forze di massa: $\rho \vec{F} dx dy dz$
- Forze di superficie:
 - $-\frac{\partial p}{\partial x} dx dy dz \hat{i}$
 - $-\frac{\partial p}{\partial y} dx dy dz \hat{j}$
 - $-\frac{\partial p}{\partial z} dx dy dz \hat{k}$

$$\rho dy dz \hat{i} + \left[-\left(\rho \frac{\partial p}{\partial x} \right) dx dy dz \hat{i} \right] = \rho dy dz \hat{i} - \rho dy dz \hat{i} + \frac{\partial p}{\partial x} dx dy dz \hat{i}$$



Essendo il fluido in quiete, $\sum \vec{F}_m + \sum \vec{F}_s = 0$, ovvero:

$$\rho F dx dy dz = \left(\frac{\partial p}{\partial x} \hat{i} + \frac{\partial p}{\partial y} \hat{j} + \frac{\partial p}{\partial z} \hat{k} \right) dx dy dz = \text{grad}(p) dx dy dz$$

\Downarrow

$$\rho \vec{F} = \text{grad}(p)$$

Equazione indefinita della statica dei fluidi

Si osserva dalle definizioni che \vec{F} è una forza per unità di massa, dimensionalmente pari ad un'accelerazione.

Dall'equazione indefinita della statica dei fluidi discende la **Legge di Stevino**: nelle ipotesi di fluido pesante incompressibile (forze di massa non trascurabili, ρ costante, γ costante...), si ha che:

$$\vec{F} = -g \text{ grad } z$$

$$\rho = \text{cost.}$$

Da cui, l'equazione indefinita della statica dei fluidi può essere elaborata come di seguito:

$$\rho \vec{F} = \text{grad}(p) \Rightarrow \frac{\text{grad}(p)}{\rho} = \vec{F} \Rightarrow -g \text{ grad}(z) = \frac{\text{grad}(p)}{\rho} \Rightarrow -\frac{g \text{ grad } z}{g} = \frac{\text{grad}(p)}{\rho \cdot g} = 0$$

Dunque, si ha che $\text{grad } z + \text{grad}\left(\frac{p}{\gamma}\right) = 0 \Rightarrow \text{grad}\left(z + \frac{p}{\gamma}\right) = 0$

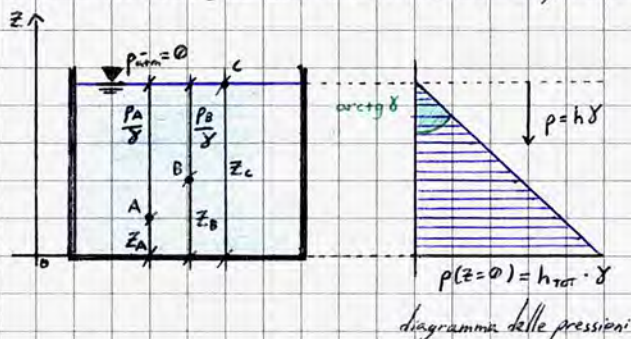
Si ottiene quindi la Legge di Stevino: $z + \frac{p}{\gamma} = \text{COSTANTE}$

z = quota geodetica; rappresenta il legame con l'energia potenziale gravitazionale per unità di peso.

$\frac{p}{\gamma}$ = altezza piezometrica; è legata alla energia di pressione per unità di peso.

Per meglio comprendere il significato a livello applicativo della legge, si consideri un fluido in un serbatoio e un sistema di riferimento avente z positiva verso l'alto e nulla sul fondo del serbatoio e pressione nulla in corrispondenza del pelo libero del fluido (sistema di riferimento relativo rispetto alle pressioni: si assume $p_{atm} = 0$; Δ non bisogna confondere questa condizione con il vuoto, in cui la pressione ASSOLUTA è nulla).

Consideriamo dei punti all'interno del fluido, di cui uno sul pelo libero: si osserva che l'altezza piezometrica coincide con la distanza geometrica verticale tra il pelo libero del fluido e l'affondamento di un punto interno ad esso.



$$z_A + \frac{p_A}{\gamma} = z_B + \frac{p_B}{\gamma} = z_C + \frac{p_C}{\gamma} = z + \frac{p}{\gamma} = \text{cost } \forall A, B, C$$

$$\frac{p_C}{\gamma} = 0, z_C = h_{TOT}!$$

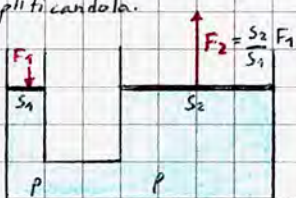
Inoltre, si osserva che la pressione evolve linearmente con la profondità, secondo una legge lineare avente coefficiente angolare pari a γ ; ogni piano orizzontale è una superficie isobarica (alla stessa pressione)

Si osserva in particolare che la pressione in un punto non dipende dalla forma del recipiente che contiene il fluido, ma solo dalla profondità del punto; sulla base di questo principio si fonda il fenomeno dei vasi comunicanti.

$$z_C = z_B + \frac{p_B}{\gamma} \Rightarrow p_B = \gamma(z_C - z_B) = \gamma(h_{TOT} - z_B)$$

$$\Rightarrow p = \gamma(h_{TOT} - z)$$

In base allo stesso principio è possibile realizzare dispositivi - detti **manometri idraulici** - in grado di trasmettere una forza amplificandola.



Manometro idraulico

Si è osservato come in idraulica la caratterizzazione delle distribuzioni di pressione in sistemi di riferimento relativi ($p_{atm} = 0$) e assoluti ($p_{atm} = 101235 \text{ Pa} \approx 1,01 \text{ bar}$) determini la necessità di effettuare considerazioni ed analisi differenti: risulta evidente che nel riferimento assoluto la pressione sia sempre positiva, mentre nel sistema di riferimento relativo essa può anche essere negativa!

È significativo ricordare che la pressione dovuta all'atmosfera

$$\frac{p_{atm}}{\gamma_{H_2O}} = \frac{101235 \text{ Pa}}{9806 \text{ N/m}^3} = 10,33 \text{ mH}_2\text{O} \text{ metri colonna d'acqua (altezza piezometrica della } p_{atm}.)$$

decrese linearmente all'aumentare della quota sul livello del mare: da

10,33 mH₂O a 0 m.s.l.m. si arriva a 7,8 mH₂O a 2000-2500 m.s.l.m. (elaborazione dell'esperimento di Torricelli).



Può essere utile definire due piani, detti **piani dei carichi idrostatici**, per poter identificare più agevolmente la pressione nei punti della massa fluida considerata:

$$p_M = \gamma(z_A - z_M) = \gamma h \quad ; \quad p^*_M = \gamma(z_0 - z_M) = \gamma h^*$$

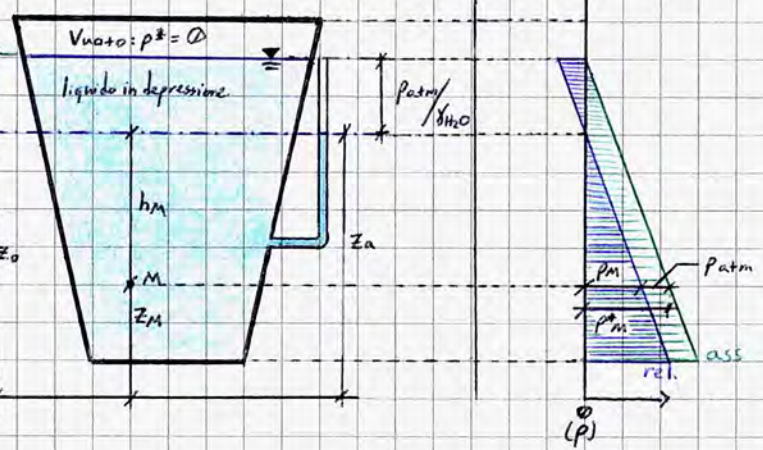
Infatti, se si riferisce ad un sistema di riferimento...

• Relativo: $\textcircled{0}$ \equiv pelo libero del fluido \equiv piano dei carichi idrostatici relativi ($Z_a = Z_M + \frac{p_M}{\gamma} = Z_M + \frac{p_M^* - p_{atm}}{\gamma}$)

• Assoluto: $\textcircled{0}$ \equiv 10,33m dal pelo libero \equiv piano dei carichi idrostatici assoluti ($Z^* = Z_M + \frac{p_M^*}{\gamma}$)

⚠ L'andamento della distribuzione delle pressioni è sempre lineare e col medesimo coefficiente angolare; cambia unicamente il sistema di riferimento.

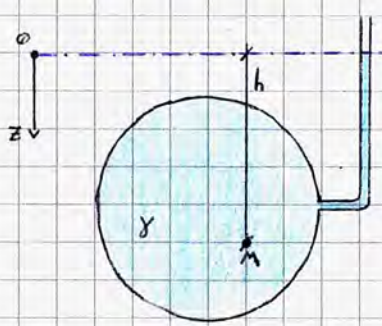
Per dimostrare ciò, si consideri un recipiente chiuso, parzialmente riempito d'acqua e nella cui restante parte è stato praticato il vuoto ($p = \textcircled{0}$ assoluta) con un piezometro posto lungo il suo sviluppo verticale (il piezometro è uno strumento ad acqua a contatto con l'atmosfera che consente di misurare la pressione); in questo modo la superficie libera dell'acqua interna al recipiente determina il piano dei carichi idrostatici assoluto, mentre il pelo libero della acqua nel piezometro coincide col livello del piano dei carichi idrostatici relativo.



Essendo la superficie libera nel serbatoio posta ad una quota più alta rispetto al pelo libero nel piezometro, esistono punti in cui l'acqua ha pressione relativa negativa; supponendo di aver realizzato il vuoto perfetto la suddetta differenza di altezza è pari a 10,33m.

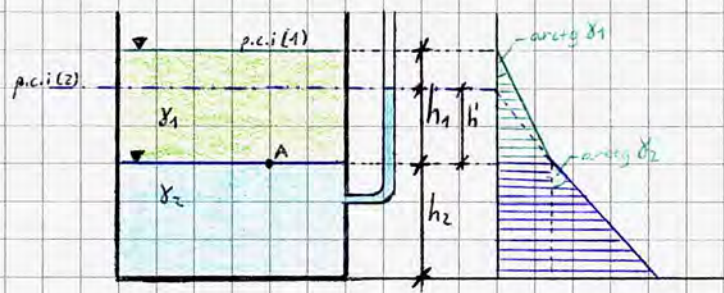
Il diagramma di distribuzione delle pressioni relative è, come anticipato, traslato di una lunghezza corrispondente alla pressione atmosferica rispetto alla distribuzione delle pressioni assolute (sempre positive)

Misura della Pressione



Come anticipato, il piezometro consente di visualizzare la quota del piano dei carichi idrostatici relativi. Analizziamo le possibili misure in diverse condizioni:

Calotta sferica con acqua in pressione: $V_M, p_M = \gamma h$



Nel caso di serbatoi contenenti liquidi aventi densità diverse (ad esempio l'olio) si può applicare la Legge di Stevino "a più riprese", essendo essa valida per ogni fluido purché omogeneo: sommando la pressione calcolata nel punto di contatto tra i due fluidi (calcolata a partire dal pelo libero del fluido meno denso) alla pressione calcolata dalla superficie di contatto al punto di interesse è possibile valutare la pressione complessiva nel punto, secondo la distribuzione rappresentata a fianco.

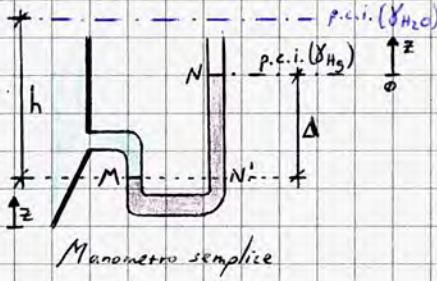
$$\gamma_2 h' = p_A = \gamma_1 h_1 \Leftrightarrow h' = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} h_1$$

Si osserva inoltre che la distribuzione delle pressioni è rappresentata geometricamente da una funzione lineare a tratti, con coefficienti angolari coincidenti con i pesi specifici dei singoli fluidi.

Il principale strumento di misura della pressione — prima dell'avvento degli strumenti di misura in continuo — è il manometro: essendo ad acqua, il piezometro non consente di valutare efficacemente valori di pressione elevati ($1 \text{ atm} \equiv 10,33 \text{ m H}_2\text{O}$), dunque è necessario considerare un fluido avente peso specifico sensibilmente maggiore, come il mercurio ($1 \text{ atm} \equiv 760 \text{ mm Hg}$; $\gamma_{\text{Hg}} = 13,55 \gamma_{\text{H}_2\text{O}} \Rightarrow$ a parità di pressione e di capillare il mercurio raggiunge $1/13$ dell'altezza dell'acqua).

$$\gamma_{\text{Hg}} = 133832 \text{ N/m}^3$$

Come vedremo, la stima del livello di pressione in un Manometro a mercurio si effettua tramite un'applicazione della legge di Stevino a più riprese.



Manometro semplice

$$p_M = p_N + \gamma_{Hg} (z_N - z_M)$$

$$p_M = p_N + \gamma_{Hg} \Delta$$

$$p_M = p_N + \gamma_{H_2O} h$$

$$\Rightarrow h = \Delta \frac{\gamma_{Hg}}{\gamma_{H_2O}}$$

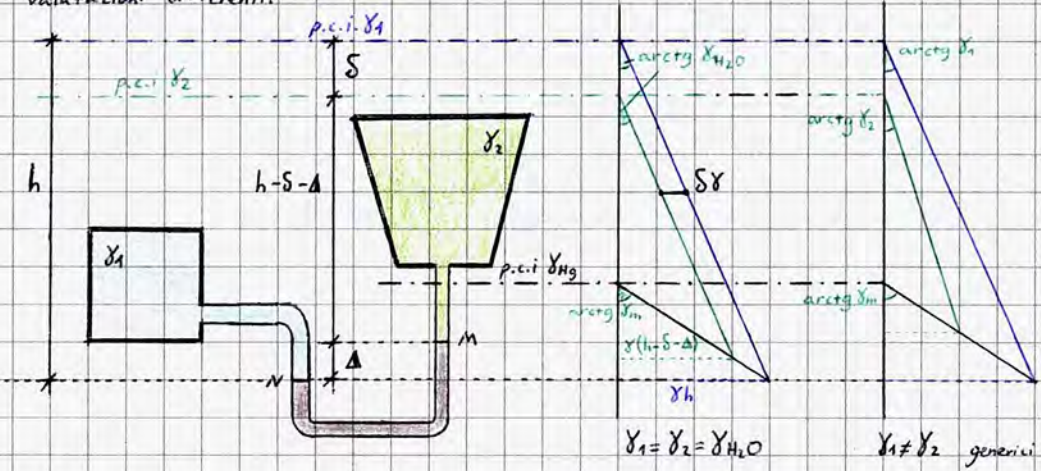
Nel caso in cui M è posto a una quota superiore rispetto ad N, il piano dei carichi idrostatici dell'acqua è posto a una quota minore rispetto a quello del mercurio; inoltre si ha che:

$$p_N = p_{N'} = 0$$

$$p_M = -\gamma_{Hg} \Delta \Rightarrow h = -\Delta \frac{\gamma_{Hg}}{\gamma_{H_2O}}$$

$$(p_M = p_N + \gamma_{Hg} (z_N - z_M))$$

Oltre al manometro semplice è impiegato in numerose applicazioni il manometro differenziale, il quale consente di valutare la differenza di pressione tra due elementi (ad esempio serbatoi); non consente una valutazione della pressione nel SINGOLO elemento posto a contatto con esso!
 Logicamente, i due elementi a contatto possono contenere la stessa tipologia di fluido e due fluidi differenti; ciò determina delle valutazioni differenti:



Se $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_{H_2O}$:

$$p_N = \gamma_{H_2O} \cdot h$$

$$p_M = \gamma_{H_2O} (h - \Delta - S)$$

$$p_M = p_N + \gamma_m \Delta$$

$$\Rightarrow \gamma_{H_2O} (h - \Delta - S) + \gamma_{Hg} \Delta = \gamma_{H_2O} \cdot h \Rightarrow S = \Delta \frac{\gamma_{Hg} - \gamma_{H_2O}}{\gamma_{H_2O}}$$

non dipende da h

Se $\gamma_1 \neq \gamma_2$:

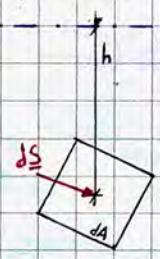
$$S = \Delta \frac{\gamma_{Hg} - \gamma_2}{\gamma_2} + h \frac{\gamma_2 - \gamma_1}{\gamma_2}$$

Più frequente nelle applicazioni quotidiane è il manometro meccanico, in cui il movimento della lancetta sul quadrante è garantito da una corrispondenza con la deformazione di un elemento interno direttamente soggetto alla pressione; negli strumenti di ultima generazione si considera una variazione di corrente elettrica garantita da un trasduttore che trasmette segnali di pressione in output di corrente.

Spinta idrostatica su parete piana

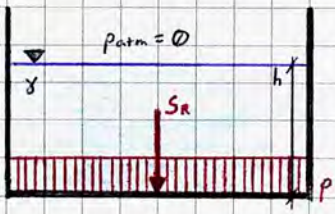
Ulteriore applicazione discendente dalla Legge di Stevino, consente di stimare la pressione su una parete piana di un fluido in condizioni idrostatiche.

Se si considera una superficie infinitesima, la spinta idrostatica dS è sempre diretta perpendicolarmente alla superficie, ma è indipendente dal suo orientamento: l'orientamento della superficie va considerato per superfici finite perché cambia il diagramma di distribuzione delle pressioni.



$$dS = p_n dA = \gamma h dA_n$$

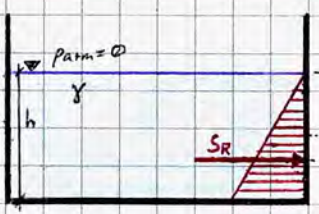
Nel caso di superfici finite con giacitura verticale o orizzontale, si ha che:



Si osserva che sulle pareti orizzontali la distribuzione di pressione è uniforme; si ha che:

$$S_R = pA \quad \text{con } p = \gamma h$$

la spinta è normale alla superficie e ha punto di applicazione nel baricentro geometrico della parete.



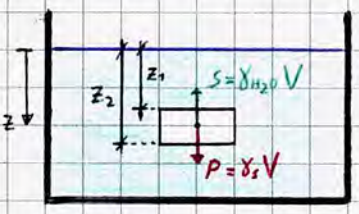
Sulle pareti verticali, la distribuzione di pressione è triangolare; ne consegue una mancata corrispondenza tra il punto di applicazione della spinta, detto centro di spinta, e il baricentro dell'area della parete soggetta a spinta. Di conseguenza:

$$S_R = p_G \cdot A \quad \text{con } p_G = \frac{\gamma h}{2}$$

la spinta è normale alla superficie ma è applicata nel centro di spinta, a $\frac{2}{3}h$.

Principio di Archimede

Ulteriore applicazione della legge di Stevino, afferma che ogni corpo immerso parzialmente o completamente in un fluido (liquido o gas) riceve una spinta verticale dal basso verso l'alto, uguale per intensità al peso del fluido spostato.



Logicamente, il corpo è soggetto anche ad altre forze di superficie; quelle sulle facce laterali sono uguali e opposte e dunque determinano una spinta risultante nulla; sulle facce a giacitura orizzontale, che sono a quota diversa, agiscono sollecitazioni differenti ($\gamma A z_1$; $\gamma A z_2$).

$$S = \gamma_{H_2O} \cdot A(z_2 - z_1) = \gamma_{H_2O} V \Rightarrow S = \gamma_{H_2O} \cdot V$$

↑ superficie di spinta

Spinta di Archimede

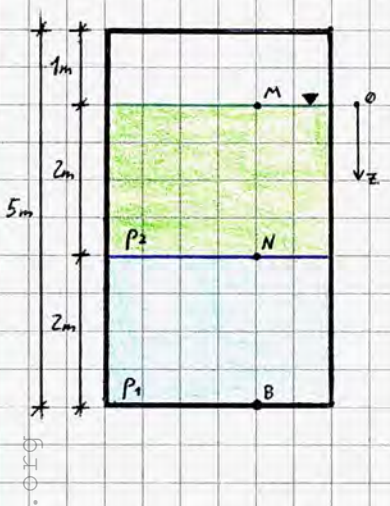
$$\sum \vec{F} = \vec{S} + \vec{P} = |S - P|$$

- $= 0$ equilibrio
- > 0 corpo sale a galla
- < 0 corpo affonda

Perché $P = \gamma_s V$, $S = \gamma_{H_2O} V$

- equilibrio $\Leftrightarrow \gamma_s = \gamma_{H_2O}$
- sale a galla $\Leftrightarrow \gamma_s < \gamma_{H_2O}$
- affonda $\Leftrightarrow \gamma_s > \gamma_{H_2O}$

Esercizi



In un recipiente chiuso sono sovrapposti due strati di uguale spessore ($h_1 = 2m$) di metanolo e acqua, aventi densità rispettivamente pari a 800 kg/m^3 e 1000 kg/m^3 , al di sopra dei quali vi è uno strato d'aria. Nota la pressione del punto B ($p_B = 50000 \text{ Pa}$) sul fondo del recipiente, determinare la pressione dell'aria.

L'esercizio verte su un'applicazione a più riprese della legge di Stevino: è possibile calcolare i pesi specifici dei due fluidi, essendo note le densità; calcolando la pressione nell'interfaccia tra i due fluidi è possibile applicare nuovamente la legge e conoscere la pressione richiesta.

$$\frac{H_f}{\rho_m} \quad \frac{T_h}{\rho_m?}$$

$$p_1 = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad h_1 = 2m$$

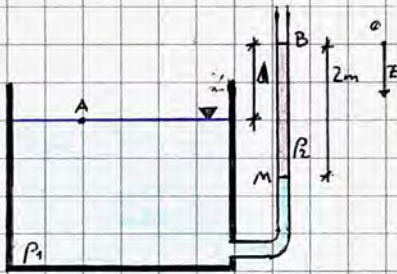
$$p_2 = 800 \text{ kg/m}^3 \quad h_2 = 2m$$

$$p_B = 50000 \text{ Pa}$$

$$\gamma_1 = p_1 g = 1000 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,806 \text{ m/s}^2 = 9806 \text{ N/m}^3 ; \quad \gamma_2 = p_2 g = 800 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,806 \text{ m/s}^2 = 7844 \text{ N/m}^3$$

$$p_M - p_N = \gamma_2 (z_M - z_N) \quad \oplus \quad p_N - p_B = \gamma_1 (z_N - z_B) \Rightarrow p_M - p_B = \gamma_2 (z_M - z_N) + \gamma_1 (z_N - z_B)$$

$$\text{Dunque, } p_M = p_B + \gamma_2 (z_M - z_N) + \gamma_1 (z_N - z_B) = 50000 \text{ Pa} + 7844 \text{ N/m}^3 (0m - 2m) + 9806 \text{ N/m}^3 (2m - 4m) = 14700 \text{ Pa}$$



Valutare il dislivello Δ tra il livello del liquido nel manometro e la superficie libera del liquido nel serbatoio ($\rho_1 = 10000 \text{ kg/m}^3$, $\rho_2 = 820 \text{ kg/m}^3$).

Anche in questo caso, l'esercizio verte sull'applicazione della legge di Stevino: una volta calcolati i pesi specifici dei due fluidi note le densità è possibile applicare la legge nelle due fasi.

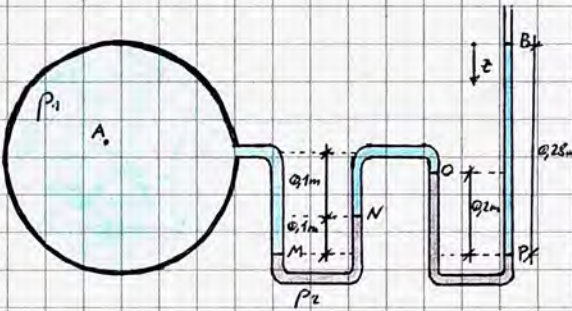
$$\gamma_1 = \rho_1 g = 10000 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,806 \text{ m/s}^2 = 9806 \text{ N/m}^3$$

$$\gamma_2 = \rho_2 g = 820 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,806 \text{ m/s}^2 = 8041 \text{ N/m}^3$$

$$p_A - p_M = \gamma_1 (z_A - z_M) \quad \oplus \quad p_M - p_B = \gamma_2 (z_M - z_B) \Rightarrow p_A - p_B = \gamma_1 (z_A - z_M) + \gamma_2 (z_M - z_B)$$

Poiché A e B sono a contatto con l'atmosfera, $p_A = p_B = 0 \Rightarrow \gamma_1 (z_A - z_M) + \gamma_2 (z_M - z_B) = 0$

Ne segue che $\gamma_1 (\Delta - 2m) + \gamma_2 (2m) = 0 \Rightarrow \Delta = \frac{(2m) \cdot \gamma_2 - (2m) \cdot \gamma_1}{\gamma_1} = \frac{2m \cdot 8041 \text{ N/m}^3 - 2m \cdot 9806 \text{ N/m}^3}{9806 \text{ N/m}^3} = 0,36 \text{ m}$



Calcolare la pressione del punto A del recipiente indicato in figura, sapendo che $\rho_1 = 10000 \text{ kg/m}^3$ e $\rho_2 = 13546 \text{ kg/m}^3$

La configurazione a serpentina del manometro indica che lo strumento è in grado di misurare valori di pressione molto elevati. L'esercizio verte nuovamente sull'applicazione della legge di Stevino: scrivendo membro a membro la legge applicata ai tratti BP-PO-ON-NM-MA si ottiene la relazione diretta tra la pressione valutata sul pelo libero e quella nel punto A.

$$\gamma_1 = \rho_1 g = \dots = 9806 \text{ N/m}^3; \quad \gamma_2 = \rho_2 g = 13546 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,806 \text{ m/s}^2 = 132832 \text{ N/m}^3$$

$$\left. \begin{aligned} p_A - p_M &= \gamma_1 (z_A - z_M) \quad \oplus \\ p_M - p_N &= \gamma_2 (z_M - z_N) \quad \oplus \\ p_N - p_O &= \gamma_1 (z_N - z_O) \quad \oplus \\ p_O - p_P &= \gamma_2 (z_O - z_P) \quad \oplus \\ p_P - p_B &= \gamma_1 (z_P - z_B) \quad \oplus \end{aligned} \right\} \Rightarrow p_A - p_B = \gamma_1 (z_A - z_M + z_N - z_O + z_P - z_B) + \gamma_2 (z_M - z_N + z_O - z_P) \Rightarrow p_A = 11518,12 \text{ Pa}$$

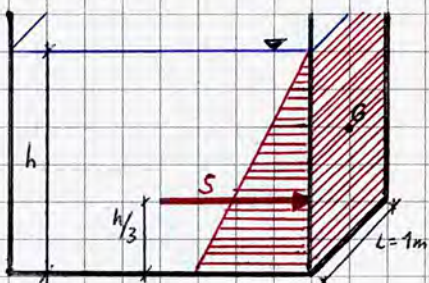
Un cilindro di rame di densità 8900 kg/m^3 e massa $m = 5 \text{ kg}$ è immerso completamente in acqua, sospeso ad un filo. Quale tensione esercita il filo in tale posizione? E se il cilindro fosse immerso per metà del suo volume?

L'esercizio si basa sull'applicazione del principio di Archimede: la tensione nel filo equilibra la massa, ed è dunque pari alla differenza tra forza-peso e spinta di Archimede: essendo il rame più denso dell'acqua, è evidente che $\gamma_{Cu} > \gamma_{H_2O}$ e il corpo affonderebbe senza il filo.

$$V_{cu} = \frac{m_{cu}}{\rho_{cu}} = \frac{5 \text{ kg}}{8900 \text{ kg/m}^3} = 0,00056 \text{ m}^3 \quad T = P - S = m_{cu} \cdot g - \rho_{H_2O} V_{cu} \cdot g;$$

$$T = 5 \text{ kg} \cdot 9,806 \text{ m/s}^2 - 1000 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,00056 \text{ m}^3 \cdot 9,806 \text{ m/s}^2 \Rightarrow 49,03 \text{ N} - 5,07 \text{ N} = T = 43,96 \text{ N}$$

Se $V_{cu}' = \frac{1}{2} V_{cu}$, $T' = 49,03 \text{ N} - \frac{5,07}{2} \text{ N} = 49,03 \text{ N} - 2,54 \text{ N} = 46,49 \text{ N}$



Si determini la spinta S che una paratoia rettangolare riceve dal liquido a monte ed il suo punto di applicazione, sapendo che $h = 2 \text{ m}$ e $L = 1 \text{ m}$

L'esercizio, apparentemente banale, consente di giungere ad una formula rapida e speditiva per il calcolo della spinta su una parete di lunghezza unitaria, con importanti applicazioni in campo idraulico.

Applicando la legge di Stevino, occorre calcolare la pressione nel baricentro dell'area della paratoia soggetta a spinta: $p_0 = \gamma_{H_2O} \cdot \frac{h}{2} = 9806 \text{ N/m}^3 \cdot \frac{2 \text{ m}}{2} = 9806 \text{ Pa}$

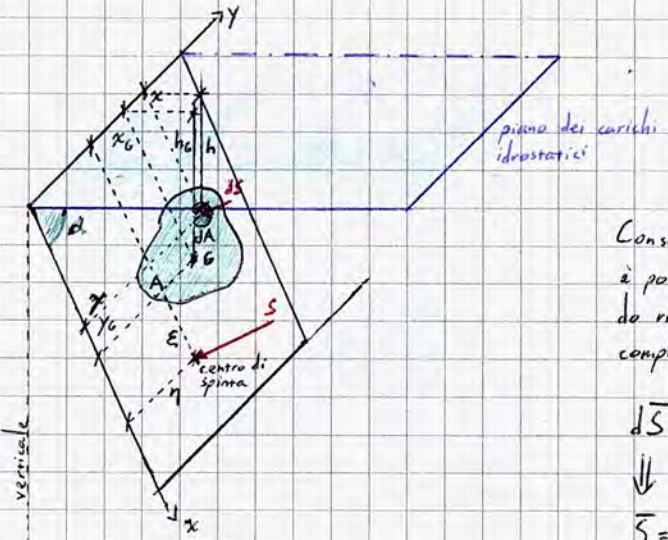
Da cui, il modulo della spinta è $|S| = p_0 \cdot A = 9806 \text{ Pa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 19612 \text{ N}$

Come detto, il punto di applicazione della spinta - detto centro di spinta - viene coincide con il baricentro della distribuzione triangolare delle pressioni, logicamente a profondità maggiore rispetto al baricentro dell'area soggetta a spinta.
 In generale, la spinta S su una parete verticale di larghezza L unitaria si può calcolare come:

$$|S| = p_0 \cdot A = \gamma_{H_2O} \cdot \frac{h}{2} \cdot h = \frac{1}{2} \gamma_{H_2O} h^2$$

Spinta idrostatica su un piano genericamente inclinato

L'applicazione della legge di Stevino a pareti inclinate, pur giungendo ad una formulazione analoga per il calcolo del modulo della spinta, richiede una trattazione a parte, particolarmente per la determinazione del punto di applicazione della spinta.



Si consideri una parete inclinata di $\frac{\pi}{2} - \alpha$ dalla verticale [α dal piano dei carichi idrostatici]; definito il piano di carichi idrostatici (p_{atm} relativa = 0), si definisce **retta di sponda** la retta di intersezione tra il piano dei carichi idrostatici e il piano su cui giace la parete inclinata.

Considerando un'area infinitesima dA e la spinta dS su di essa applicata, è possibile calcolare la spinta che agisce localmente, punto per punto; integrando rispetto all'area di riferimento è possibile ottenere l'espressione della spinta complessiva:

$$d\vec{S} = p \cdot \hat{n} \cdot dA$$

$$\vec{S} = \int_A d\vec{S} = \int_A p \cdot \hat{n} \cdot dA = \hat{n} \int_A \gamma \cdot h \cdot dA$$

distanza tra il baricentro dell'area dA e il pelo libero dell'acqua; la parete però non è orizzontale, dunque si costruisce un sistema di riferimento xyz come quello in figura, in cui la distanza x rappresenta la distanza tra il baricentro dell'area e la retta di sponda.

Il modulo della spinta è quindi: $S = \int_A \gamma x \sin \alpha \cdot dA = \gamma \sin \alpha \int_A x \cdot dA = \gamma \sin \alpha \cdot x_G \cdot A = \gamma h_G A = p_G A$

come per una parete orizzontale: in termini di modulo la spinta non varia in base all'inclinazione della parete!

Momento statico: proprietà geometrica di un corpo che rappresenta la distribuzione della massa o della forma dell'area in relazione ad un certo asse.

$$M_y = \int_A x \cdot dA; \quad M_x = \int_A y \cdot dA$$

Teorema del Varignon: $x_G = \frac{M_y}{A}; \quad y_G = \frac{M_x}{A}$

Momento di inerzia: proprietà geometrica di un corpo definita come il secondo momento della massa rispetto alla posizione: misura l'inerzia del corpo al variare della sua velocità angolare ed è calcolato come prodotto di una massa per una distanza al quadrato.

$$I_x = \int_A y^2 \cdot dA; \quad I_y = \int_A x^2 \cdot dA$$

Momento centrifugo: somma dei prodotti delle singole aree elementari a_i per le rispettive distanze dalle due rette x e y .

$$I_{xy} = \int_A xy \cdot dA$$

Il centro di spinta non è più individuabile banalmente: si definiscono le coordinate ϵ_x ed η , da identificare attraverso l'equilibrio dei momenti rispetto agli assi x ed y :

$$S \cdot \epsilon_x = \int_A p \cdot x \cdot dA = \int_A \gamma \sin \alpha \cdot x^2 \cdot dA \Rightarrow \epsilon_x = \frac{\gamma \sin \alpha \int_A x^2 \cdot dA}{\gamma \sin \alpha \int_A x \cdot dA} = \frac{I_y}{M_y}$$

Analogamente, $\eta = \frac{I_{xy}}{M_x}$

$$S \cdot \eta = \int_A p \cdot y \cdot dA = \int_A \gamma \sin \alpha \cdot y \cdot dA = \int_A \gamma \sin \alpha \cdot x \cdot y \cdot dA \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \eta = \frac{\gamma \sin \alpha \int_A xy \cdot dA}{\gamma \sin \alpha \int_A x \cdot dA} = \frac{I_{xy}}{M_y}$$

Dunque, si ha che: $S = p_G \cdot A$

$$\epsilon_x = \frac{I_y}{M}$$

$$\eta = \frac{I_{xy}}{M}$$

Si osserva dunque che: - la posizione del centro di spinta non dipende dall'angolo di inclinazione della parete;

- η si annulla se l'asse x - di massima pendenza del piano - è di simmetria per l'area di riferimento (situazione tipica nelle applicazioni)

- Il centro di spinta C è sempre più distante rispetto al baricentro dalla retta di sponda (per effetto della distribuzione delle pressioni)

Applicando il teorema del trasporto e riconducendoci ad un riferimento baricentrico, si ottiene che:

$$I = I_G + Ax^2_G \Rightarrow \left(\text{ipotizzando } \frac{I_G}{xA} > 0 \right) \Rightarrow E_1 = \frac{I_G}{M} + \frac{Ax^2_G}{Ax} = x_G + \frac{I_G}{M}$$

$$\text{Analogamente, si ha } \eta = \frac{I_{xy}_G}{M} + \frac{Ax_G y_G}{Ax} = y_G + \frac{I_{xy}_G}{M}$$

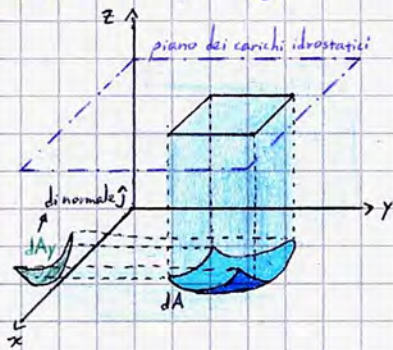
Si ha dunque che $S = \rho g A = \gamma h_G A$

$$E_1 = \frac{I}{M} \longrightarrow E_G = \frac{I_G}{M}$$

con E_G distanza tra baricentro e centro di spinta sulla direzione di massima pendenza per la parete.

$$\eta = -\frac{I_{xy}}{M} = 0 \quad \text{perché il sistema di riferimento è baricentrico.}$$

Spinta su superfici gobbe



In genere, questa tipologia di spinta non è riconducibile ad un'unica forza.

Si definisce una terna trivettangola xyz , con z verticale: è possibile ricondursi alla spinta cercata proiettando l'areola gobba dA sui piani di riferimento: dette proiezioni possono essere assunte come pareti verticali (A_x, A_y).

Calcolando la spinta idrostatica, si ottiene che:

$$d\vec{S} = p \cdot \vec{n} \cdot dA \longrightarrow \begin{aligned} dS_x &= p (\cos \hat{n}_x dA) = p dA_x \\ dS_y &= p (\cos \hat{n}_y dA) = p dA_y \\ dS_z &= p (\cos \hat{n}_z dA) = p dA_z \end{aligned}$$

$$S_x = \int_{A_x} dS_x = \int_{A_x} p dA_x = \int_{A_x} \gamma \cdot h \cdot dA_x = \gamma h_{G_x} A_x$$

La superficie A_x è piana, h_{G_x} è la distanza tra il piano dei carichi idrostatici e il baricentro dell'area piana A_x .

$$S_y = \int_{A_y} dS_y = \int_{A_y} p dA_y = \int_{A_y} \gamma \cdot h \cdot dA_y = \gamma h_{G_y} A_y$$

Le spinte S_x ed S_y si applicano nel centro di spinta, di norma non sono complanari; sono le componenti orizzontali della spinta idrostatica valutate come spinte su pareti verticali.

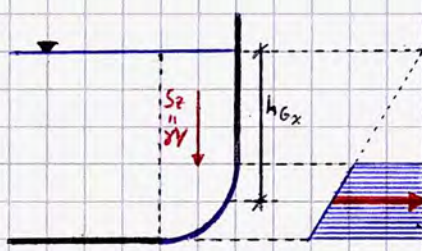
Logicamente, $\gamma \cdot h_G$ è la pressione nel baricentro della sezione.

Rispetto alla z bisogna tener conto dell'intera colonna d'acqua agente sulla superficie orizzontale: definito un volume infinitesimo $dV = h_z \cdot dA_z$, si ha che:

$$S_z = \int_{A_z} dS_z = \int_{A_z} p dA_z = \int_{A_z} \gamma h_z \cdot dA_z = \gamma \int_{A_z} dV = \gamma \cdot V$$

coincide con il peso della colonna sovrastante ed è applicata nel baricentro della colonna.

Esempio



Un serbatoio con la parte terminale a spigolo smussato richiede un ragionamento di questo tipo: la sola porzione gobba smussata è una superficie gobba!

$$S_x = \gamma h_{G_x} A_x \quad \text{analogamente per } S_y$$

Abbiamo ora gli strumenti necessari per definire l'equazione globale dell'equilibrio statico: da un'applicazione del Lemma di Green, esplicitazione a 2 dimensioni del teorema della divergenza, è possibile riferirsi ad un volume finito.

$$\rho \vec{F} = \text{grad}(p) \quad \text{equazione indefinita dell'equilibrio statico}$$

$$\Downarrow$$

$$\int_V \text{grad}(f) dV = - \int_A f \cdot \hat{n} dA \quad \text{Lemma di Green}$$

$$\Downarrow$$

$$\int_V \rho \vec{F} dV + \int_A p \cdot \hat{n} dA = 0$$

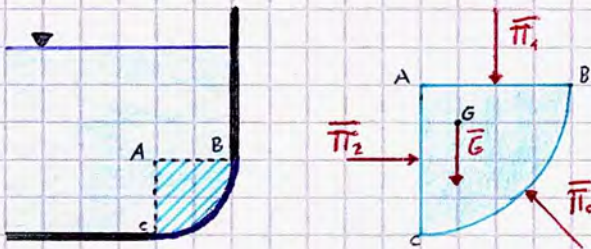
$$\Downarrow$$

$$\vec{G} + \vec{\Pi} = 0 \quad (\text{Forze di massa} + \text{Forze di superficie} = 0)$$

Lemma di Green: l'integrale del gradiente di una funzione f su un volume V è pari all'integrale superficiale sul contorno A di f sulla normale n .

Teorema della divergenza: il flusso di un campo vettoriale F uscente da una superficie S chiusa è pari all'integrale della divergenza del campo sulla regione di \mathbb{R}^3 delimitata da S .

È possibile applicare l'equazione a diverse casistiche che ne risulteranno particolarmente semplificate dal punto di vista del calcolo:



Per valutare la spinta su superfici gobbe si definisce un volume di controllo rispetto al quale si valuta l'equilibrio, calcolando le sollecitazioni superficiali e quella legata al peso; nell'esempio considerato $AB=AC$; il piano orizzontale coincide con l'inizio della superficie smussata mentre quello verticale ne definisce la fine. Si calcolano dunque le due tipologie di sollecitazione agente:

• \vec{G} : corrisponde al peso della colonna idrica agente

• $\vec{\Pi}$: si divide in tre componenti di spinta sulle facce

$$\Pi_1 = p(AB)$$

$$\Pi_2 = p(G_{AC})$$

$\Pi_0 = ?$ dipende dalla profondità del baricentro della faccia; tipicamente questa aliquota si calcola dalla formula inversa dell'equazione globale della statica.

Il volume di controllo V , di dimensione finita, viene identificato in base al tipo di problema che si affronta. L'equilibrio si ottiene dalla applicazione dell'equazione globale dell'equilibrio statico:

$$\int_V \rho g dV = - \int_A p \cdot n dA \quad \equiv \quad \vec{G} + \vec{\Pi} = 0$$

risultante delle spinte elementari $p \cdot \hat{n}$ sugli elementi della frontiera

risultante delle forze di massa su V

L'utilità dell'equazione globale è ancora più evidente nella valutazione della spinta su superfici concave: è possibile definire un volume complementare alla superficie concava che si inserisce in essa e valutare la spinta complessivamente agente su di esso: la spinta complessiva agente sulla superficie concava sarà uguale e opposta a quella valutata.

$$\vec{G} + \vec{\Pi}_0 + \vec{\Pi}_1 = 0 \Rightarrow \vec{S} + \vec{\Pi}_0 = -\vec{\Pi}_1 - \vec{G}$$

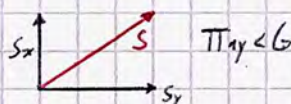
$$\Pi_1 = \gamma h_0 A ; \quad G = \gamma V$$

applicata nel centrobaricentro del volume

applicata nel centro di spinta, diretta ortogonalmente alla superficie piana da destra a sinistra

$$S_x = \Pi_1 x$$

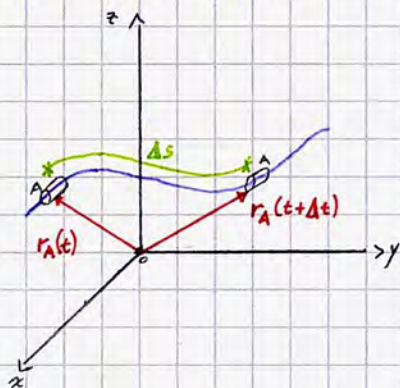
$$S_y = -\Pi_1 y + G$$



per trovare il punto di applicazione della spinta è sufficiente imporre l'equilibrio alla rotazione.

Cinematica dei fluidi

Velocità, Accelerazione



La velocità è una grandezza vettoriale di modulo $v = \Delta s / \Delta t$ [m/s], direzione tangente alla traiettoria e verso concorde con la traiettoria percorsa dalla particella.

I principi generali della cinematica, alla base della definizione delle particelle in movimento, si legano alla definizione del vettore posizione in relazione a una terna tridimensionale di riferimento $r_A(t)$.

Fissata la terna di riferimento, la velocità di una particella in un generico punto x, y, z nello spazio all'istante t si può esprimere come:

• Vettore velocità: $\vec{v} = \vec{v}(x, y, z, t)$

• Somma di componenti di velocità:
$$\begin{cases} u(x, y, z, t) = dx/dt \\ v(x, y, z, t) = dy/dt \\ w(x, y, z, t) = dz/dt \end{cases}$$

Dall'explicitazione del campo di velocità discende il campo di accelerazione: infatti, l'accelerazione coincide con la derivata sostanziale della velocità:

$$\vec{a} = \frac{d\vec{v}(x(t), y(t), z(t), t)}{dt}$$
 è una derivata sostanziale perché dipende da x, y, z che dipendono implicitamente dal tempo - e da t .

Considerando la derivata totale [sostanziale], è possibile passare da un riferimento lagrangiano ad uno euleriano tramite la seguente trasformazione:

Definita un'ascissa curvilinea,
 $\vec{v} = \vec{v}(s) = \vec{v}(s(t))$

$$\vec{a} = \frac{d\vec{v}}{dt} = \underbrace{\frac{\partial \vec{v}}{\partial t}}_{\text{derivata sostanziale (rif. lagrangiano)}} + \underbrace{\left(\frac{\partial \vec{v}}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial \vec{v}}{\partial y} \frac{dy}{dt} + \frac{\partial \vec{v}}{\partial z} \frac{dz}{dt} \right)}_{\substack{\text{derivata locale} \\ \text{variazione di velocità nel} \\ \text{singolo punto al variare} \\ \text{del tempo. (rif. euleriano)}}} + \underbrace{\left(\frac{\partial \vec{v}}{\partial x} \cdot u + \frac{\partial \vec{v}}{\partial y} \cdot v + \frac{\partial \vec{v}}{\partial z} \cdot w \right)}_{\substack{\text{Accelerazione convettiva} \\ \text{dipende dallo spostamento della} \\ \text{particella}}}$$

Si ricorda di seguito la differenza tra i due approcci:

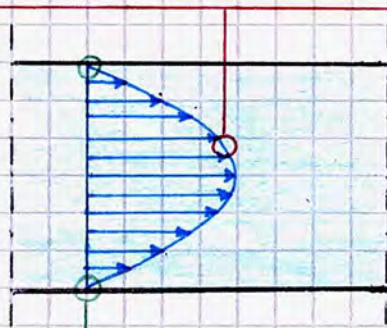
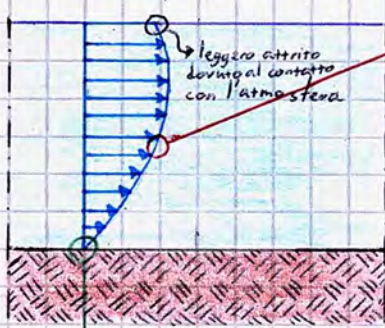
- **Approccio Lagrangiano:** il movimento del fluido è descritto seguendo la traiettoria di ciascuna singola particella di fluido e descrivendone le caratteristiche in funzione dei suoi spostamenti e dal tempo; impiega la derivata temporale sostanziale d/dt ed è caratterizzato da una formulazione delle leggi fisiche.
- **Approccio Euleriano:** il movimento del fluido è studiato descrivendone le caratteristiche come funzione dello spazio e del tempo. Le grandezze sono osservate in punti fissi dello spazio (volumi di controllo) al variare del tempo; si impiega la derivata temporale locale $\partial/\partial t$, indipendente dalla particella; la formulazione delle leggi fisiche dipende dalle specifiche condizioni.

Il moto è definibile in entrambi gli approcci: nei riferimenti lagrangiani ci si riferisce a traiettorie, ovvero i luoghi dei punti successivamente occupati dalle singole particelle fluide in moto che definiscono il percorso di ciascuna particella in moto; i riferimenti euleriani si riferiscono invece alle linee di corrente, curve tangenti in ogni punto al vettore velocità (noto il campo di velocità in un certo istante $t = t_0$).

Dato il campo di velocità $\vec{v} = \vec{v}(x, y, z, t)$, considerando i parametri da cui dipende questa grandezza è possibile definire tre diversi regimi di moto:

- **Moto permanente:** moto di un fluido in cui la velocità è indipendente dal tempo (ma non dallo spazio): $\vec{v} = \vec{v}(x, y, z)$;
- **Moto uniforme:** il campo di moto è costante, non dipende né dal tempo né dallo spazio (implica un'elevata approssimazione dei fenomeni reali);
- **Moto vario:** la velocità varia sia nel tempo che nello spazio: $\vec{v} = \vec{v}(x, y, z, t)$

Un'ulteriore possibilità di schematizzazione dei fenomeni idraulici è legata alla distribuzione delle velocità: nelle ipotesi di fluido ideale, ovvero di un fluido avente viscosità nulla, in cui gli sforzi tangenziali [di attrito] tra strati sono nulli, il campo di velocità è uniforme indipendentemente dal tipo di corrente (in pressione / a pelo libero). Nei casi reali invece il regime di moto varia a seconda della tipologia di impianto:



sforzi tangenziali tra fluidi

Nel caso di interazioni tra corrente e ostacolo si formano dei moti vorticosi, di cui non è possibile definire elementaneamente le traiettorie.

sforzi tangenziali tra fluido e parete: condizione di aderenza.

Nel riferimento lagrangiano sono note le seguenti leggi:

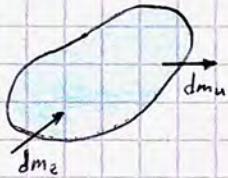
• Principio di conservazione della massa: $\frac{dm}{dt} = 0 \Leftrightarrow m(t_0) = m(t_0 + dt)$

• Legge fondamentale della dinamica (bilancio della quantità di moto): $\vec{F} = m \cdot \vec{a}$

• Forma differenziale [indefinita] (Locale) $\frac{d^2z}{dx^2}$ e forma integrale (globale) delle leggi ed equazioni

Tentiamo ora una formulazione del principio di conservazione della massa nell'approccio euleriano: come vedremo, da ciò si definisce la equazione di continuità:

dm_e = massa entrante nell'intervallo dt
 dm_u = massa uscente nell'intervallo dt



Nell'approccio euleriano si ottiene che $dm_e - dm_u = \frac{dm_v}{dt}$ → accumulo di massa nel volume V

Possiamo definire la formulazione indefinita [differenziale] considerando un volume di controllo infinitesimo in cui il fluido è in movimento, possedendo dunque una certa quantità di moto; considerando le facce parallele al piano xz come normali alle linee di corrente nel punto (la trattazione è analoga nel caso generico; occorre semplicemente considerare tutte le componenti della quantità di moto rispetto alla terna di riferimento) si ha che:

$$\frac{\partial}{\partial x} (\rho u) dx dy dz dt + \frac{\partial}{\partial y} (\rho v) dx dy dz dt + \frac{\partial}{\partial z} (\rho w) dx dy dz dt = - \frac{\partial}{\partial t} (\rho) dx dy dz dt$$

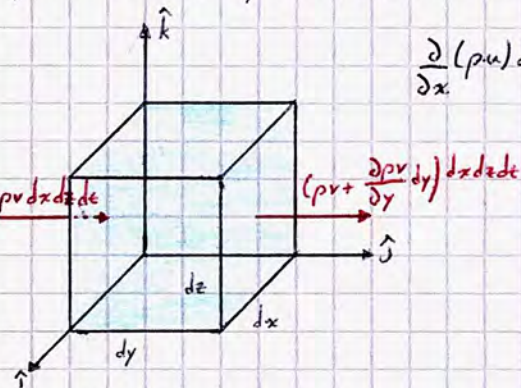
⇓

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \cdot \vec{v}) = 0$$

⇓ Fluido incompressibile ($\rho = \text{cost.}$)

$$\text{div} \vec{v} = 0$$

Si ricorda che la divergenza è un operatore differenziale che fornisce una quantità scalare $\text{div} \vec{v}$ o $\nabla \cdot \vec{v}$; in coordinate cartesiane coincide con la somma delle derivate parziali delle componenti di \vec{v} .



È ora possibile passare alla formulazione integrale [definita] delle proprietà studiate sinora in ambito lagrangiano:

• Entrata/uscita di massa nell'intervallo dt :

• Area infinitesima: valuto il $dm \Rightarrow dm_A = \rho v_n dA dt = \rho (\vec{v} \cdot \vec{n}) dA dt$ $v_n > 0 \Leftrightarrow$ massa entrante [uscite]

• Superficie finita A: $m_A = \int_A \rho \vec{v} \cdot \vec{n} dA = \frac{\partial m_A}{\partial t}$ poiché vale il principio di conservazione della massa

• Accumulo di massa nell'intervallo dt:

$$m_v = \int_V \rho dV ; \quad \frac{\partial m_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho dV = \int_V \frac{\partial \rho}{\partial t} dV \quad \text{Nullo se il fluido è incomprimibile!}$$

• Bilancio di massa nell'intervallo dt:

$$dm_e - dm_u = dm_v \Rightarrow \frac{\partial m_e}{\partial t} - \frac{\partial m_u}{\partial t} = \frac{\partial m_v}{\partial t} \Rightarrow \frac{\partial m_A}{\partial t} = \frac{\partial m_v}{\partial t}$$

È dunque possibile ricavare l'espressione dell'equazione di continuità:

$$\int_A \rho \vec{v} \cdot \hat{n} dA = \int_V \frac{\partial \rho}{\partial t} dV$$

← Variazione nel tempo della massa contenuta nel volume V (accumulo)

↓
Flusso netto di massa sulla superficie di contorno

In generale, le diverse forme di equazione di continuità sono:

• Riferimento lagrangiano: $\frac{dm}{dt} = 0$

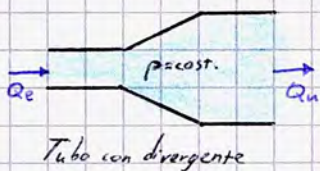
• Riferimento euleriano:

- forma indefinita: $\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho u}{\partial x} + \frac{\partial \rho v}{\partial y} + \frac{\partial \rho w}{\partial z} = 0$
- forma integrale: $\int_V \frac{\partial \rho}{\partial t} dV = \int_A \rho v_n dA$

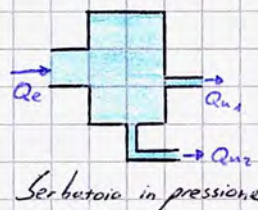
In particolare, nel caso in cui la densità sia costante:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \Rightarrow \int_A \rho \vec{v} \cdot \hat{n} dA = 0 \quad (= \rho \int_A \vec{v} \cdot \hat{n} dA)$$

→ Portata volumetrica Q: $Q_e - Q_u = \int_A \vec{v} \cdot \hat{n} dA \Rightarrow Q_e = Q_u$



$$Q_e = Q_u$$



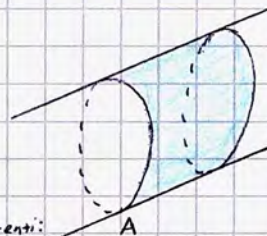
$$\sum_i Q_{e_i} = \sum_j Q_{u_j}$$

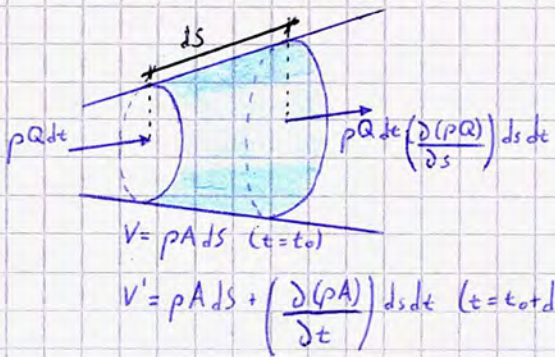


In genere $Q_e \neq Q_u$: il pelo libero è a contatto con l'atmosfera e il serbatoio non è in pressione. Se il pelo libero:

- Si innalza, $Q_u < Q_e$
- Si abbassa, $Q_u > Q_e$
- Resta costante, $Q_u = Q_e$

Definita una corrente come un moto caratterizzato dall'aver tutte le traiettorie sensibilmente con la stessa direzione, ovvero un flusso idrico in cui le direttrici principali sono fra loro parallele (situazione ricorrente nella pratica), definita una sezione trasversale alla corrente (A) è possibile definire una velocità media e trattare il moto come monodimensionale. In questo modo, è possibile applicare l'equazione della continuità alle correnti:





$$\vec{v} = \vec{v}(x, y, z, t) \rightarrow v = v(s, t) \Rightarrow Q = Q(s, t); A = A(s, t); \rho = \rho(s, t)$$

monodimensionale

Si ha che, attesi i dati riportati in figura,

$$\frac{\partial p Q}{\partial s} + \frac{\partial p A}{\partial t} = 0 \quad \text{moto monodimensionale}$$

Se il fluido è incomprimibile, $\rho = \text{cost.} \Rightarrow \frac{\partial Q}{\partial s} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$

Se il fluido ha un regime di moto permanente ed è incomprimibile, $v = v(s); Q = Q(s); A = A(s)$ e: $\frac{\partial Q}{\partial s} = 0$

Ne segue che $Q = v \cdot A = \text{cost.}$

$$\left[\frac{m^3}{s} \right] = \left[\frac{m}{s} \right] \left[m^2 \right]$$

Dinamica dei fluidi

Lo studio della dinamica dei fluidi è fortemente caratterizzato da un approccio euleriano: l'equazione indefinita dell'equilibrio dinamico per un fluido ideale non è altro che la trasposizione dell'equazione $\rho \vec{F} = \text{grad } p$ combinata col campo di moto:

$$\rho \vec{F} = \text{grad } p + \rho \vec{a}$$

campo di moto (massa per accelerazione); in un certo senso essendo passati dalla statica alla dinamica si può dire che l'equazione suggerisce che $\vec{F}_m + \vec{F}_s = m \cdot \vec{a}$.

Essendo la forza \vec{F} legata al campo gravitazionale,

$$\vec{F} = -g \text{ grad}(z)$$

Nelle ipotesi di fluido incomprimibile ($\rho = \text{cost} \rightarrow \text{grad } \rho = 0$):

$$\rho \vec{F} = -\rho g \text{ grad}(z) = -\text{grad}(p g z)$$



Il rapporto $\frac{-\vec{a}}{g} = -\frac{1}{g} \frac{d\vec{v}}{dt}$ consente di caratterizzare il campo di velocità rispetto all'ascissa curvilinea.

Combinando il rapporto individuato a destra con la relazione $-\frac{1}{g} \frac{d\vec{v}}{dt} = \text{grad}(z + p/g)$, proiettiamo il vettore velocità secondo i tre versori individuati:

$$v = |\vec{v}| \begin{cases} \frac{\partial}{\partial s} \left(z + \frac{p}{g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{dv}{dt} \\ \frac{\partial}{\partial n} \left(z + \frac{p}{g} \right) = -\frac{v^2}{gr} \quad \text{accelerazione centripeta (se } = 0 \text{ si ottiene la legge di Stevino!)} \\ \frac{\partial}{\partial b} \left(z + \frac{p}{g} \right) = 0 \end{cases}$$

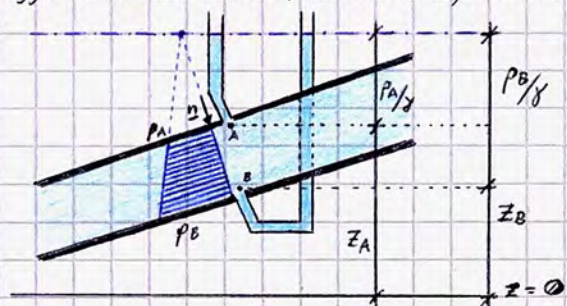
Teorema di Bernoulli: caso generale 3D

Da queste tre componenti è possibile caratterizzare le correnti di un fluido:

Se una tubazione è lineare, l'accelerazione centripeta è nulla (raggio di curvatura infinito) e le tre espressioni si particularizzano; in particolare, la seconda ha il secondo termine nullo:

$$\frac{\partial}{\partial n} \left(z + \frac{p}{g} \right) = 0 \Rightarrow z + \frac{p}{g} \text{ costante lungo tutta la sezione}$$

La distribuzione delle pressioni sulla sezione è idrostatica: non risente dell'effetto delle forze di massa perché l'inclinazione di tubazioni rettilinee è pressoché trascurabile nelle applicazioni.



Da: ardo.polidoro.com

Per le traiettorie curvilinee, $z + p/\gamma \neq \text{costante} \Rightarrow \frac{\partial}{\partial n} \left(z + \frac{p}{\gamma} \right) = -\frac{v^2}{gr}$

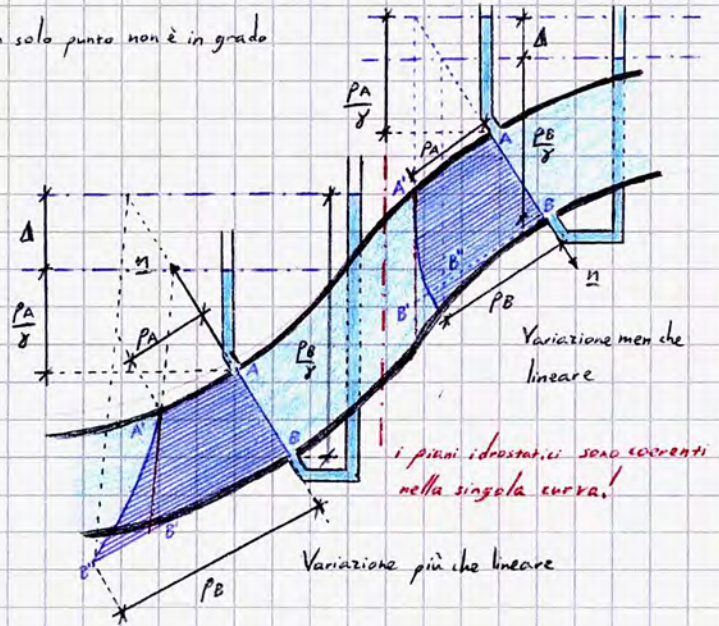
Ciò è dovuto alla presenza dell'accelerazione centripeta; un solo punto non è in grado di rappresentare la distribuzione di pressione in una sezione.

$$\Delta = \left(z_B + \frac{p_B}{\gamma} \right) - \left(z_A + \frac{p_A}{\gamma} \right) = - \int_A^B \frac{v^2}{gr} dr$$

Se il raggio è sufficientemente grande, si può parlare di correnti lineari o gradualmente variate; essendo il raggio elevato si ha che:

$$\frac{v^2}{gr} \rightarrow 0 \Rightarrow \left[z + \frac{p}{\gamma} \right]_n \sim \text{cost.}$$

La distribuzione delle pressioni ortogonalmente alla sezione può essere assunta come idrostatica.



In generale si ha che, lungo la traiettoria:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + \frac{p}{\gamma} \right) = -\frac{1}{g} \frac{dv}{dt} \quad \text{con } v = v(t, s(t));$$

facendo la derivata totale rispetto all'ascissa curvilinea,

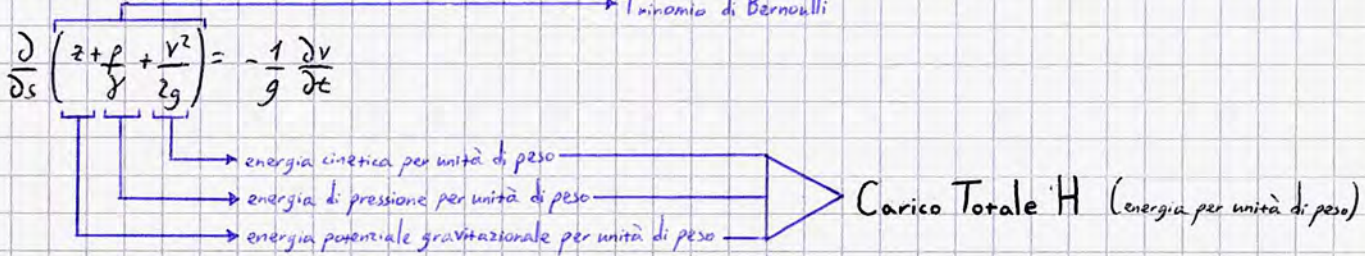
$$\frac{dv}{dt} = \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial s} \frac{ds}{dt} = \frac{\partial v}{\partial t} + v \left(\frac{\partial v}{\partial s} \right) = \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v^2}{2} \right);$$

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + \frac{p}{\gamma} \right) = -\frac{1}{g} \frac{dv}{dt} = -\frac{1}{g} \left(\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v^2}{2} \right) \right);$$

parto e primo membro il termine $\frac{\partial}{\partial s}$

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$$

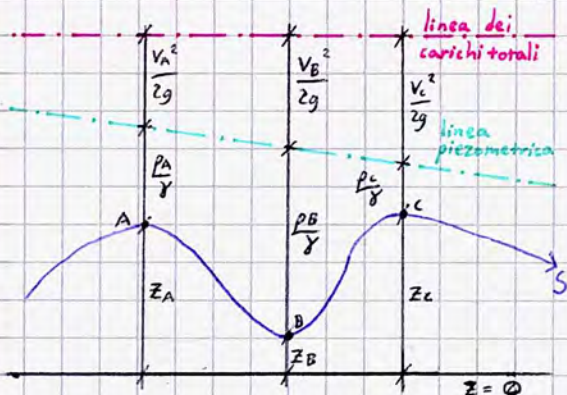
→ Trinomio di Bernoulli



Ne segue che $\frac{\partial}{\partial s} H = -\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$;

In regime di moto permanente, $\frac{\partial H}{\partial s} = 0$, nelle ipotesi di fluido ideale, pesante e incompressibile.

Ne segue che nelle ipotesi suddette $z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$ è costante lungo la traiettoria, enunciato del Teorema di Bernoulli.



Le componenti del trinomio di Bernoulli consentono di valutare l'energia per unità di peso posseduta dall'acqua in una data sezione; le tre componenti possono essere esplicitate geometricamente come altezze, dunque fissata una quota di riferimento $z=0$ - nelle applicazioni è tipicamente posta in corrispondenza del livello medio del mare - è possibile definire tre aliquote di altezza, definite e organizzate come di seguito:

- Altezza geodetica
 - Altezza piezometrica/di pressione
 - Altezza cinetica
- } → quota piezometrica

- Altezza geodetica: distanza delle particelle dallo \odot del riferimento;
- Altezza piezometrica: rappresenta l'energia di pressione per unità di peso;
- Altezza cinetica: rappresenta l'energia cinetica per unità di peso;

Nel grafico alla pagina precedente:

A \rightarrow MAX quota piezometrica

B \rightarrow MAX pressione

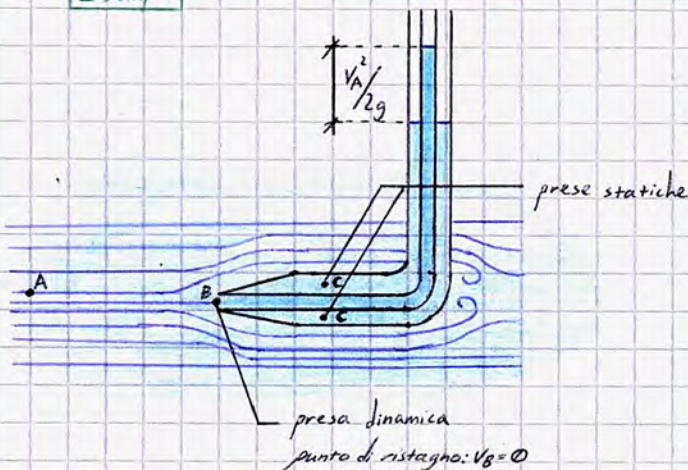
C \rightarrow MAX velocità

Date le relazioni individuate in precedenza, è inoltre possibile definire:

- linea piezometrica: luogo delle quote piezometriche, ovvero dei punti ottenuti dalla somma tra le aliquote di energia potenziale e energia di pressione; in generale non è orizzontale.
- linea dei carichi totali: luogo dei punti rappresentativi dell'energia totale posseduta dall'acqua espressa in metri colonna d'acqua; essendo orizzontale nelle ipotesi fatte in precedenza è anche detta linea dei carichi idrostatici

La definizione delle due linee è significativa perché il lavoro compiuto su una particella dalle forze che agiscono su di essa è pari alla variazione della sua energia cinetica.

Esempio



Il tubo di Pitot è uno strumento che consente di misurare la velocità in un fluido, costituito da un tubo di piccolo diametro con altri due settori non comunicanti con il fluido in cui è immerso lo strumento.

Definendo i punti:

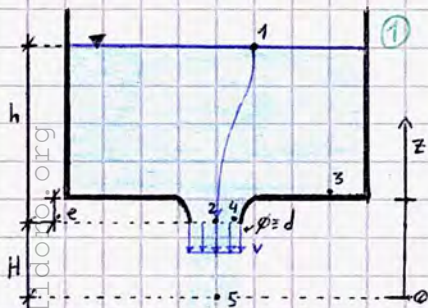
- A a monte, in una sezione in cui il fluido è indisturbato;
- B all'ingresso del tubo

è possibile applicare il teorema di Bernoulli: la velocità in B è nulla a causa dell'impatto tra fluido e tubo; è possibile conoscere v_A sapendo che i punti A e B sono alla stessa quota:

$$H_B = z_B + \frac{p_B}{\gamma} = H_A = z_A + \frac{p_A}{\gamma} + \frac{v_A^2}{2g} \Rightarrow v_A = \sqrt{\frac{2(p_B - p_A)}{\rho}} \quad \text{con } \frac{\rho}{\gamma} = \frac{1}{g}$$

Il teorema di Bernoulli è molto impiegato in idronomia, disciplina dell'idraulica che si occupa di studiare la dinamica dell'usura di fluidi da fori.

Si definisce *foronomia da luce a battente* lo studio della fuoriuscita di fluido da un foro la cui sezione è interamente sommersa; la *foronomia da luce a stramazzone* invece studia la fuoriuscita di fluido da pareti sferstrate, ovvero in cui la generatrice superiore della luce si trova a quota superiore rispetto al pelo libero dell'acqua. Si definisce *battente* il livello idrico che soggiace sul baricentro della luce ("batte" \rightarrow "spinge"); obiettivo di queste applicazioni è descrivere il campo di velocità e la portata volumetrica.



Nel caso di un serbatoio con luce sul fondo, operiamo come di seguito:

① $p_1 = 0$; $v_1 = 0$ perché il serbatoio è sufficientemente grande da poter essere ritenuto a pelo libero costante $\Rightarrow H_1 = z_1$

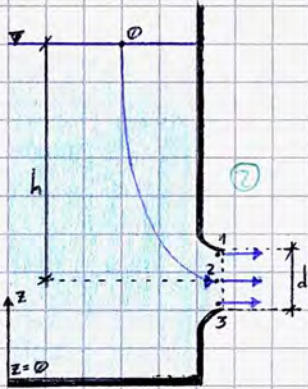
② $p_2 = 0$ perché il punto è a contatto con l'atmosfera o in condizioni molto prossime $\Rightarrow H_2 = z_2 + \frac{v_2^2}{2g}$

Sulla traiettoria ① \rightarrow ② si ha che $h = \frac{v^2}{2g} \Rightarrow v = \sqrt{2gh}$ esperimento di Torricelli

Tra ② e ⑤ il fluido accelera: $v_5 = \sqrt{2g(h+H)} \Rightarrow$ tutta l'energia potenziale si converte in energia cinetica.

Il procedimento è analogo sulla traiettoria 3-4: $v_3 \approx 0$; $p_3 = \gamma(h-e)$

Nel caso in cui la luce giace su una parete laterale, per definizione il battente si ritiene al baricentro della luce:

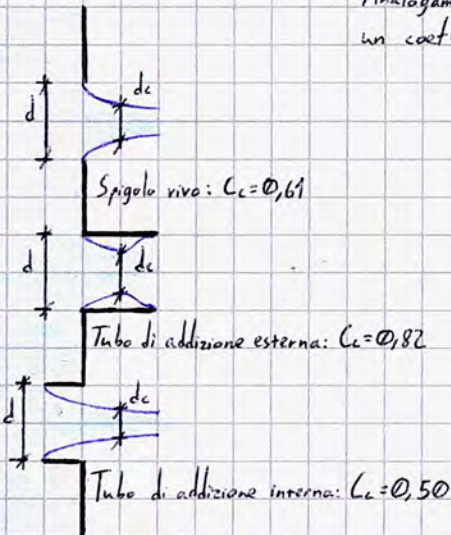


Se $d \ll h$, la velocità del baricentro della vena è una ragionevole velocità media (in realtà la distribuzione è parabolica); applicando il teorema di Bernoulli si ottiene:

$$z_0 = z_2 + \frac{v_2^2}{2g} \Rightarrow v_2 = \sqrt{2g(z_0 - z_2)} = \sqrt{2gh}$$

In realtà, bisogna tener conto che il fluido non è ideale e che la sezione geometrica di fluido soggetta a efflusso determina velocità leggermente minori, pari alla velocità teorica moltiplicata per un coefficiente di riduzione $C_v = 0,98 - 0,99 \Rightarrow v = C_v \sqrt{2gh}$ a rigore.

Analogamente, la natura della luce determina una riduzione dell'effettiva sezione di efflusso secondo un coefficiente di contrazione C_c definito in base alla natura della sezione:



Da ciò deriva un coefficiente complessivo, detto coefficiente di efflusso (μ) , necessario per valutare la portata volumetrica effettiva uscente:

$$\mu = C_v C_c$$

\swarrow spigolo vivo
 \rightarrow addizione esterna
 \searrow addizione interna

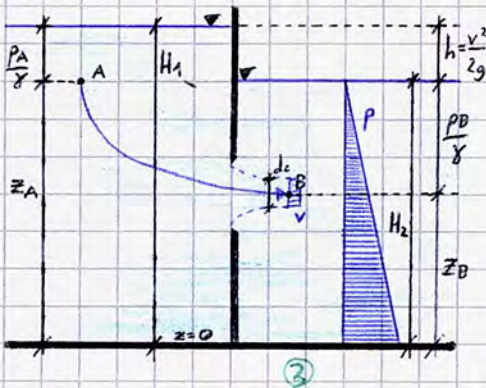
Dunque, $Q = \mu \cdot A \sqrt{2gh}$

\swarrow sezione geometrica del foro

Tra le toronomie a luce battente, particolarmente significativa in diverse applicazioni è la toronomia con processo di efflusso a vena sommersa: l'efflusso avviene in un altro serbatoio e non in atmosfera.

Applicando il teorema di Bernoulli, considerando entrambi i serbatoi a pelo libero costante, si ha che:

$$z_A + \frac{p_A}{\gamma} = z_B + \frac{p_B}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \Rightarrow v = \sqrt{2g(H_1 - H_2)} = \sqrt{2gh}$$



Ancora, è interessante analizzare la toronomia da luce battente con processi di efflusso dettati dalla presenza di una paratoia, ovvero una parete verticale mobile, che determina una luce variabile alla base. Supponendo che la paratoia sia a spigolo vivo, si applica il teorema di Bernoulli tenendo conto del fatto che l'efflusso è a contatto con l'atmosfera.

Nel punto B è lecito assumere che la corrente sia gradualmente variata $\rightarrow z_B + \frac{p_B}{\gamma} = \text{costante}$.

Applicando Bernoulli, si ha:

$$z_A + \frac{p_A}{\gamma} = z_B + \frac{p_B}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \Rightarrow v = \sqrt{2g(H - C_c a)}$$

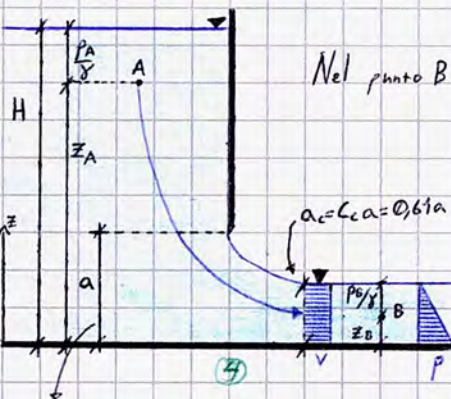
$$Q = \mu \cdot ab \cdot \sqrt{2g(H - C_c a)}$$

In definitiva, si ha che:

$$① Q = \mu \cdot \sigma \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{h-e}{h_0}}$$

$$② Q = \mu \cdot \sigma \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{h}{h_m}}$$

$$③ Q = \mu \cdot \sigma \cdot \sqrt{2g(H_1 - H_2)}$$



Sezione rettangolare (efflusso)

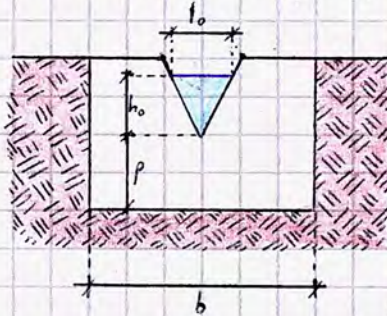
Si definisce **luce a stramazzo** una luce a battente nullo. Il carico relativo allo stramazzo si definisce come il dislivello tra la superficie libera a monte e il punto più basso della luce. Tra tutti gli stramazzi, particolarmente significativi per le nostre applicazioni sono i tre elencati di seguito:

• Stramazzo Bazin-Poleni (parete verticale)



• Stramazzo Creager-Scimemi (presenta un sovrappiombato che accompagna la tracimazione dell'acqua, evitando effetti vorticosi che potrebbero determinare stati di depressione in grado di ledere rapidamente le pareti; è molto impiegato nelle opere di efflusso delle dighe, essendo più durevole del precedente).

• Stramazzo Thompson: presenta un intaglio triangolare per consentire una misura precisa e rigorosa della portata d'acqua in tracimazione indipendentemente dal livello idrico: poiché la stima deve essere rapportata alla sezione, i due lati inclinati garantiscono un rigore direttamente proporzionale al livello d'acqua in tracimazione (il calcolo della sezione efficace per intagli rettangolari è significativamente meno preciso); viene tipicamente usato nelle opere di adduzione idrica da falda per comprendere la portata prelevata.



Bazin-Poleni	$Q = \mu B \cdot h_o \sqrt{2g \cdot h_o}$
Creager-Scimemi	$\mu = 0,41$

Thompson	$Q = \frac{4}{15} C_c \frac{l_o}{h_o} \sqrt{2g} h_o^{5/2}$
----------	--

C_c dipende dal rapporto $\frac{h_o}{p}$ e $\frac{p}{b}$

Teorema di Bernoulli per correnti

Si definisce **potenza** di una corrente idrica in una generica sezione trasversale l'energia che attraversa la sezione suddetta nell'unità di tempo in virtù della corrente stessa.

Si consideri una corrente e vi si definisca un tubo di flusso elementare, ovvero caratterizzato da un'area infinitesima dA . Come in altre applicazioni, partendo da una valutazione di tipo indefinito si giungerà ad una trattazione integrale.



$$dP = (\gamma dQ) \cdot H \quad \text{con } H \text{ carico totale (energia meccanica)}$$

$$\Downarrow$$

$$P = \int_Q \gamma H dQ = \int_A \gamma H v dA = \gamma \int_A \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) v dA$$

Nelle ipotesi di fluido ideale, in ogni tubo di flusso si ha $\left\{ \begin{array}{l} H = \text{cost.} \\ \gamma dQ = \text{cost.} \end{array} \right. \Rightarrow dP = \text{costante}$

Ne segue che la potenza P di una corrente di fluido ideale incompressibile e in condizioni di moto permanente si mantiene costante, mantenendo lo stesso valore su tutte le successive sezioni trasversali.

Nel caso di correnti lineari è possibile specializzare la relazione: essendo la corrente gradualmente variata, risulta $z + \frac{p}{\gamma} = \text{costante}$.
Ne risulta quindi:

$$P = \gamma \int_A \left(z + \frac{p}{\gamma} \right) v dA + \gamma \int_A \frac{v^3}{2g} v dA = \gamma \left(z + \frac{p}{\gamma} \right) \cdot Q + \underbrace{\gamma \int_A \frac{v^3}{2g} dA}_{\text{Potenza Cinetica } P_c}$$

(aliquota lineare)

Nei fluidi reali però la velocità di norma non è costante su di una sezione trasversale: il campo di velocità segue delle distribuzioni diagrammate a pag. 16; si introduce dunque un coefficiente di ragguglio α , detto coefficiente di Coriolis, che consente di trasformare la velocità che individua la Potenza cinetica in una velocità media, rappresentativa di una distribuzione uniforme che ben approssima la distribuzione effettiva.

$$\alpha = \frac{\gamma \int_A \frac{v^3}{2g} v dA}{\gamma \frac{v^3_{\text{media}}}{2g} A}$$

in caso di moto uniforme turbolento, $\alpha \approx 1$ (1,06 - 1,08)
moto uniforme laminare, $\alpha = 2$ (la corrente è regolare e dissipa poca energia)

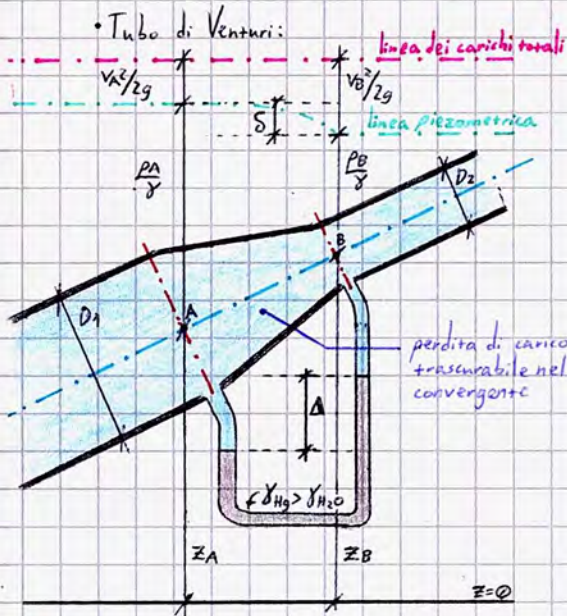
Si ha che $P = \gamma d \frac{v_{media}^2}{2g}$

$P = \gamma \left(z + \frac{p}{\gamma} + d \frac{v_{media}^2}{2g} \right) Q = \gamma H_{media} Q = \text{costante}$

energia specifica media

Per una corrente lineare di fluido ideale, $\left. \begin{matrix} P = \text{cost.} \\ Q = \text{cost.} \end{matrix} \right\} \Rightarrow H_{media} = \text{costante}$

Il teorema di Bernoulli per le correnti vede la sua principale applicazione nello studio di venturimetri (tubi di Venturi) e altri dispositivi simili:



Il tubo di Venturi è un dispositivo che determina una strizione graduale in una tubazione lineare con un manometro differenziale posto alle estremità di uno dei tratti convergenti. In questo modo è possibile misurare in maniera indiretta la portata applicando il teorema di Bernoulli.

La corrente è lineare con $d \approx 1$ e $v_{media} \approx 1$.

Essendo la corrente lineare, si definisce un'unica linea piezometrica, convenzionalmente riferita all'asse, ed un'unica linea dei carichi totali.

Si ha che:

$$S = \left(z_A + \frac{p_A}{\gamma} \right) - \left(z_B + \frac{p_B}{\gamma} \right) = \frac{v_B^2 - v_A^2}{2g} = \Delta \frac{\gamma_{Hg} - \gamma_{H_2O}}{\gamma_{H_2O}}$$

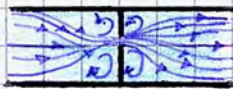
$$v_A A_A = v_B A_B = Q = \text{costante}$$

$$Q = \frac{A_A A_B}{\sqrt{A_A^2 - A_B^2}} \sqrt{2g \Delta \frac{\gamma_{Hg} - \gamma_{H_2O}}{\gamma_{H_2O}}}$$

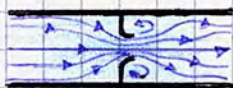
Tubo di Venturi: schema complessivo.

Dallo stesso principio discendono vari dispositivi idraulici come il diaframma e il bocaglio; mentre il Venturimetro ha un ingombro maggiore (ha una lunghezza di circa 1,5Dm), gli altri dispositivi sono sensibilmente più ridotti - inserendosi tra due flange giunte nella tubazione - ma determinano una dissipazione maggiore.

• Diaframma: brutale variazione di sezione, presenta due prese di pressione (a monte e a valle) ed è costituito da un piattino forato; determina una riduzione pressoché puntuale della pressione ma ha un'elevata dissipazione.



• Bocaglio: soluzione ibrida tra diaframma e venturimetro, presenta un andamento curvilineo per attenuare il regime di moto turbolento in ingresso; in uscita è presente una brusca variazione di sezione.



Tutti i misuratori presentati in questa pagina sono misuratori differenziali, poiché si basano su una differenza di pressione: per effetto della variazione, in generale un aumento di velocità è accompagnato da una diminuzione di pressione.

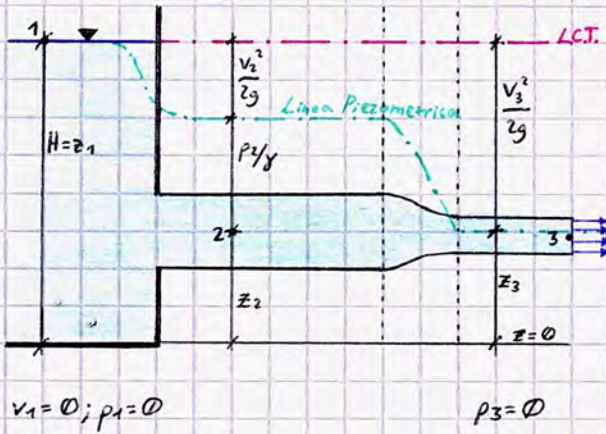
La taratura in laboratorio di questi strumenti si effettua tramite la seguente equazione:

$Q = K \Delta$

imposta \Rightarrow nota \rightarrow lettura del manometro differenziale

da identificare

Effettuiamo ora alcune considerazioni applicative sul trinomio di Bernoulli:

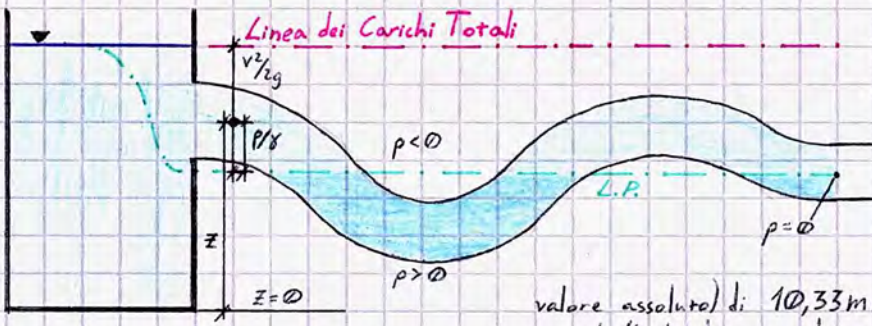


Nelle ipotesi di fluido ideale ($H(x) = \text{cost.} \Rightarrow$ linea dei carichi totali orizzontale), si ha che:

① Sul pelo libero del serbatoio, è caratterizzato da energia puramente potenziale e si trova a pressione atmosferica ($p_1 = 0$). Negli altri punti del serbatoio, anch'essi aventi velocità nulla o trascurabile, la energia si ripartisce in una quota geodetica ed una relativa alla pressione agente. Si ricava che la quota di sfioro di un serbatoio informa indirettamente il quantitativo di energia posseduto dall'acqua: valendo la legge di Stevino, tutti i punti del serbatoio hanno la stessa energia, parzializzata nei punti a quote inferiori al pelo libero.

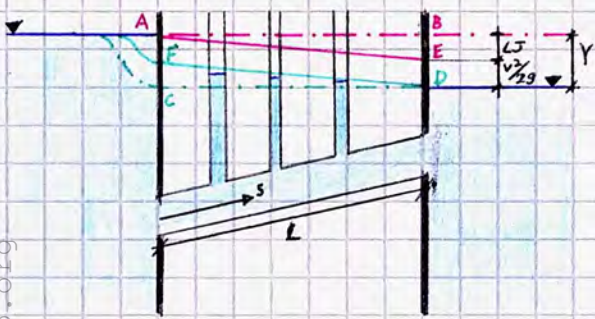
② Poiché $Q = \text{cost.}$; $Q/A = v$; nel punto si registra un'altezza cinetica $v^2/2g$ che determina una traslazione della linea piezometrica dalla linea dei carichi totali.

③ Dall'equazione di continuità, una diminuzione di sezione della tubazione implica un aumento di velocità, dunque di altezza cinetica. In particolare, essendo il punto a contatto con l'atmosfera, si ha che $p_3 = 0$; ciò è valido per tutte le ascisse la cui sezione corrispondente ha lo stesso diametro poiché il fluido è ideale. Si osserva che l'andamento della linea piezometrica presenta una caduta non lineare in corrispondenza della rastremazione; tale tratto dipende dalla geometria ed è diagrammato con una legge almeno quadratica (in caso di rastremazione lineare). Si osserva inoltre come in prossimità della parete soggetta a efflusso le velocità - pur tendendo a 0 - aumentano leggermente; ciò determina l'inizio del campo di moto e una variazione significativa di pressione che provoca la divergenza tra linea piezometrica e linea dei carichi totali.



Essendo la sezione di uscita a contatto con l'atmosfera, la pressione nel punto corrispondente (e dunque lungo l'orizzontale) è nulla; essendo il tubo "sinusoidale" alcune sezioni hanno il baricentro a quote differenti da quella del baricentro della sezione di uscita, implicando punti aventi pressione negativa. Se la pressione assume valori negativi maggiori (in valore assoluto) di $10,33 \text{ mH}_2\text{O}$, si registrano passaggi di stato ed altre modificazioni nel fluido che non rendono più possibile parlare di acqua.

In un fluido reale, a seguito della viscosità e degli sforzi tangenziali con le pareti si genera un lavoro, dunque una dissipazione di energia sotto forma di calore; ne segue che il carico totale tende sempre a decrescere in virtù delle resistenze al moto.



Si osserva infatti come le linee reali dei carichi (rappresentate con linea continua) sono inclinate concorde mente con il flusso d'acqua: l'energia a monte è certamente maggiore dell'energia a valle. La vera linea dei carichi totali è dunque AE, non AB! Si ha una diminuzione dell'energia complessiva che può essere calcolata come:

$$\Delta H = J \cdot L \rightarrow \text{nelle applicazioni coincide spesso con la sua proiezione orizzontale}$$

Cadente, perdita di carico per unità di lunghezza; coincide con il coefficiente angolare (tg α) della linea dei carichi totali.

La cadente $J = -\frac{\partial H}{\partial s}$ e le conseguenti perdite di carico distribuite dipendono dalla natura del moto del fluido.

Anche nella linea piezometrica, $\overline{FD} = J \cdot L$! Le due linee sono ancora parallele, a una distanza $v^2/2g$.

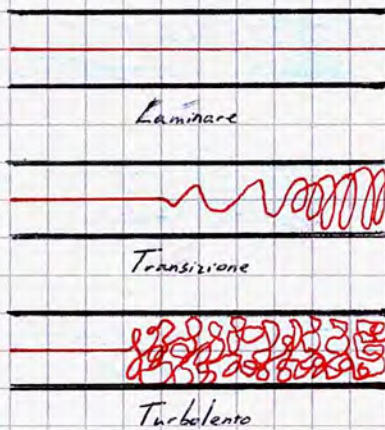
La caratterizzazione del moto dei fluidi è stata attentamente studiata da Reynolds, che imbibisce un fluido in movimento con un tracciatore per comprendere l'andamento delle linee di corrente.

Ne risultano tre regimi di moto: moto laminare, moto di transizione, moto turbolento.

Moto laminare: tipico di fluidi in movimento a velocità molto basse; i filetti fluidi si mantengono paralleli alle pareti del condotto, il colorante immesso mantiene una sua traiettoria senza mescolarsi col fluido circostante.

Moto di transizione: all'aumentare della velocità del fluido aumenta l'instabilità dei filetti fluidi, che iniziano a perdere il parallelismo e a mescolarsi.

Moto turbolento: il moto non avviene più per filetti fluidi, il colorante si disperde subito e occupa tutte le zone del campo di moto.



Per definire il regime di moto di un fluido viene introdotto il Numero di Reynolds, adimensionale, dipendente da velocità, diametro della tubazione e la viscosità cinematica del fluido (acqua, nelle applicazioni di questo corso):

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu_{H_2O}}$$

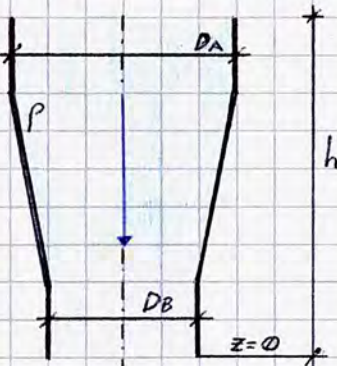
$$\nu_{H_2O} = 1,01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

In ambito idraulico non sempre si impiegano condotti a sezione circolare; in generale dunque si considera il diametro equivalente del condotto, pari al diametro di una tubazione a sezione circolare avente la stessa area del condotto in oggetto. Si osservi che nelle applicazioni di idraulica si tratta sempre in termini di diametro; risulta conveniente calcolare l'area del cerchio come $\pi d^2/4$. Nota la formula più comunemente usata per il calcolo dell'area della sezione circolare, si ha che:

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4\sigma}{\pi}}$$

σ = area della sezione in esame.

Esercizi



Un fluido ideale avente peso specifico $\gamma = 8825 \text{ N/m}^3$ (inferiore all' H_2O) defluisce in una condotta come quella in figura con una portata volumetrica $Q = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$ (60 l/s). Assumendo un coefficiente di raggio α unitario, calcolare la differenza di pressione tra le sezioni A e B ($D_A = 0,25 \text{ m}$, $D_B = 0,10 \text{ m}$, $h = 1,1 \text{ m}$).

Essendo il fluido ideale, $H_A = H_B$; avendo inoltre $Q = v \cdot A = \text{cost.}$ è possibile conoscere v_A e v_B :

$$v_A = \frac{Q}{\sigma_A} = \frac{0,06 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi (0,25 \text{ m})^2/4} = 1,22 \text{ m/s}$$

$$v_B = \frac{Q}{\sigma_B} = \frac{0,06 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi (0,1 \text{ m})^2/4} = 7,64 \text{ m/s}$$

Fissando un sistema di riferimento geodetico tale per cui $z_B = 0$ e $z_A = h$, è possibile esplicitare la differenza di pressione $P_A - P_B$ tenendo conto della ipotesi di fluido ideale.

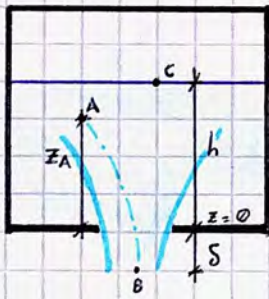
$$H_A = H_B \Rightarrow \frac{v_A^2}{2g} + z_A + \frac{P_A}{\gamma_{H_2O}} = \frac{v_B^2}{2g} + z_B + \frac{P_B}{\gamma} \Rightarrow P_A - P_B = \gamma \left((z_B - z_A) + \frac{(v_B^2 - v_A^2)}{2g} \right) = \gamma (z_B - z_A) + \frac{\rho}{2} (v_B^2 - v_A^2) = 8825 \text{ N/m}^3 (-1,1 \text{ m}) + \frac{9000}{2} \text{ kg/m}^3 (7,64^2 - 1,22^2) \text{ m}^2/\text{s}^2 = 15889 \text{ Pa}$$

Poiché si registra un aumento della velocità del fluido, è lecito ipotizzare una diminuzione di pressione (come dimostrato); essa è però meno significativa di quanto sarebbe accaduto nel caso di una tubazione orizzontale a causa dell'influenza delle forze di pressione interne al fluido.

In generale, per comprendere l'influenza della differenza di quota nella valutazione della variazione di pressione in una tubazione occorre confrontare la variazione di altezza piezometrica con l'altezza geodetica (atteso il sistema di riferimento fissato).

In questo caso, $\Delta P/\gamma = 1,62 \text{ m}$, il che implica che - essendo $\Delta z = 1,1 \text{ m}$ - la variazione di pressione, come annunciato, prevale.

In generale quindi per tubazioni verticali non è detto che un aumento di velocità provochi una diminuzione di pressione nel fluido, soprattutto in caso di significative differenze di quota.



Considerando un fenomeno di foronomia a luce battente sul fondo di un serbatoio, con una luce di diametro $D = 0,05\text{ m}$, $h = 3,50\text{ m}$, $\gamma = 9806\text{ N/m}^3$ e $\mu = 0,60$, determinare la portata d'uscita assumendo $p_c = 2\text{ bar}$ (aria in pressione).

Si osservi come il punto B è impostato ad una distanza S dal fondo del serbatoio: tale distanza, ridotta e trascurabile a livello geodetico, è necessaria per misurare le proprietà del fluido senza interferenze dovute alle particolari dinamiche di efflusso.

Essendo l'aria in pressione, il carico totale dell'acqua sarà pari alla somma tra il livello di stiera del liquido e un'aliquota di pressione; in generale si ha quindi che (sapendo che $v_c = 0$ e imponendo $H_c = H_p \text{ VP}$):

$$v = \sqrt{2g \left(\frac{p_c}{\gamma} + h \right)}$$

Coerente con la formulazione classica: se $p_c = p_{atm}$ il termine è nullo!

Formule di Resistenza

Le formule di resistenza consentono di dimensionare e verificare le tubazioni valutando le perdite di carico dell'impianto, anche in base alla sua lunghezza.

La formula più generale nell'ambito è la Formula di Chézy ("scezi"):

$$Q = K \sigma \sqrt{R \cdot J} \quad \rightarrow \quad J = \frac{Q^2}{K^2 \sigma^2 R}$$

σ : sezione idrica [m^2]
 J : cadente piezometrica [m/m]
 K : coefficiente di conducibilità idraulica di Chézy [$\text{m}^{1/2}/\text{s}$]
 R : Raggio idraulico [m] = $\frac{\sigma}{\chi}$
 Per una sezione circolare piena (in pressione), $R = d/4$

χ : contorno bagnato [m], pari alla sommatoria delle parti del perimetro della sezione trasversale della tubazione a diretto contatto con l'acqua; è funzione del livello idrico nella sezione trasversale.

Il coefficiente di conducibilità idraulica può essere determinato secondo due formulazioni:

• K di Bazin: $K = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$ \rightarrow Parametro di scabrezza di Bazin [$\text{m}^{1/2}$]
 tiene conto della natura del materiale di cui è composto il tubo (valore tabellato):
 $\gamma = \begin{cases} 0,06 & \text{per tubi nuovi} \\ 0,12 - 0,16 & \text{per tubi usati} \end{cases}$

• K di Kutter: $K = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$ \rightarrow Parametro di scabrezza di Kutter [$\text{m}^{1/2}$]
 anch'esso tiene conto della natura del materiale ed è tabellato:
 $m = \begin{cases} 0,12 & \text{per tubi nuovi} \\ 0,18 - 0,20 & \text{per tubi usati} \end{cases}$

L'unico caso in cui non si effettua distinzione tra tubi nuovi e tubi usati nella valutazione della scabrezza è per le tubazioni plastiche, non soggette a invecchiamento.

Si osserva il maggiore indice dei coefficienti di scabrezza per i tubi usati; ciò è dovuto al fatto che in esercizio si formano dei depositi sulle pareti interne del tubo che ne restringono il diametro utile aumentando al contempo le dissipazioni energetiche.

Per questo motivo, nel dimensionamento di impianti si ragiona sempre in condizioni di tubazione usata, condizione più gravosa che implica maggiori dissipazioni.

Dalla formula di Chézy deriva quella di Ganckler-Strickler, con una formulazione di K che prescinde dai coefficienti di Bazin e Kutter introducendo il coefficiente di conducibilità idraulica di Ganckler-Strickler k_s [$m^{1/3}/s$]:

$$K = k_s R^{1/6} \longrightarrow Q = K \sigma \sqrt{RS} = k_s \sigma R^{2/3} J^{1/2}$$

In letteratura sono ampiamente disponibili tabelle elaborate da ricercatori e produttori che elencano i possibili valori di γ , m , k_s , ϵ [mm] in base al materiale delle tubazioni e il loro invecchiamento.

La formula più utilizzata nella valutazione della cadente piezometrica è la Formula di Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{in termini di portata, } J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{Q^2}{\sigma^2 \cdot 2g} = \frac{\lambda}{D} \frac{Q^2}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)^2 \cdot 2g};$$

La cadente piezometrica può essere dunque intesa come proporzionale all'alterza cinetica rispetto ad un indice λ (indice di resistenza di Darcy-Weisbach) legato al numero di Reynolds e dalla natura del materiale della tubazione: viene determinato con le leggi analitiche alla base dell'Abaco di Moody, dunque non esistono forme tabellari.

$$J = \lambda \frac{8Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Ricordando che $Re = \frac{v \cdot D}{\nu}$, nota la scabrezza equivalente in sabbia ϵ [mm], è possibile valutare λ attraverso le formule:

$$\lambda = \begin{cases} \frac{64}{Re} & \text{moto laminare (Formula di Hagen-Poiseuille, valida per } Re \leq 2100) \\ 0,316 \cdot Re^{-0,25} & \text{moto di transizione (} 2100 < Re < 5000) \\ \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon}{3,71 \cdot D} \right) & \text{moto turbolento (Formula di Blasius, valida per } Re \leq 100000) \\ & \text{moto di transizione e turbolento (Formula di Colebrook-White, valida per } 3500 < Re < 10000000) \end{cases}$$

Queste formule, come detto, coincidono con l'esplicitazione analitica dell'Abaco di Moody: nel moto laminare, λ non dipende dalla scabrezza ma dalla velocità del fluido; in regime di transizione si è ancora indipendenti dalla natura del materiale mentre nel regime turbolento si risente della scabrezza del materiale.

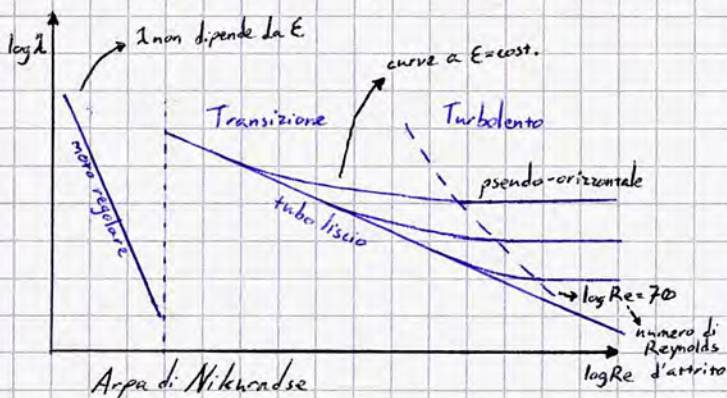
Essendo la formula di Colebrook-White un'equazione non invertibile, andrebbe risolta per tentativi. È però possibile delegare al calcolatore detta operazione: utilizzando Excel, è possibile impostare un calcolo attraverso la funzione ricerca obiettivo come di seguito:

Variabile indipendente	I membro	II membro	$\Delta I - II$
λ	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}}$	$-2 \log_{10} \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon}{3,71 \cdot D} \right)$	

Ipotesizzando un valore di λ , tramite ricerca obiettivo è possibile imporre $\Delta I - II = 0$ richiedendo una variazione di λ opportuna.

La prima ricerca effettuata per una caratterizzazione rigorosa della scabrezza relativa ϵ (relativa perché adimensionalizzata rispetto al diametro) viene effettuata da Nikuradse nel 1933, che impiega un tubo cilindrico reso artificialmente scabro con sabbia (adimensionalizzando la grandezza perché in diametri maggiori si risente meno delle condizioni di estremità) per valutare l'indice di resistenza λ rispetto al numero di Reynolds.

I risultati, diagrammati in un grafico logaritmico $\lambda - Re$, restituiscono la cosiddetta Arpa di Nikuradse:



Con l'evoluzione scientifica, dall'arpa di Nikuradse si giunge al più rigoroso Abaco di Moody, particolareggiato in intervalli più ampi e per più scabrezze relative, con un'effettiva esplicitazione delle forme analitiche appena descritte in curve a ϵ/D costante.

Dall'Abaco di Moody è possibile comprendere la cosiddetta ipotesi di lunghe condotte, di frequente applicazione in ambito acquedottistico:

$$\frac{L}{D} \geq 1000 \Rightarrow \begin{cases} \text{Perdite di carico localizzate trascurabili} \\ \text{Altezza cinetica trascurabile (La linea dei carichi coincide con la linea piezometrica)} \\ \text{È possibile effettuare calcoli in base alla proiezione orizzontale di L, essendo l'inclinazione dei tubi molto ridotta.} \end{cases}$$

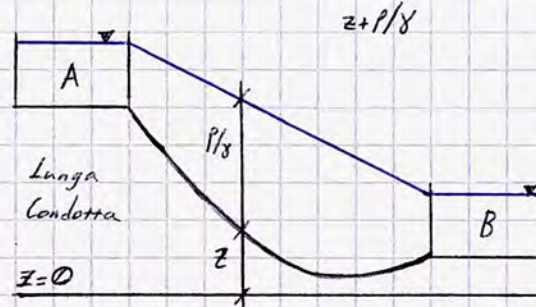
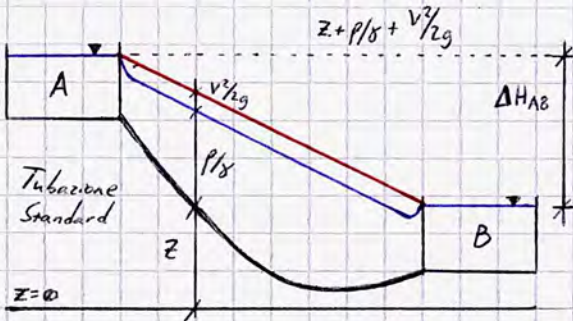
$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{v^2}{2g} \Rightarrow \Delta H = J \cdot L = \frac{\lambda}{D} \frac{v^2}{2g} L \quad \text{Si assume che l'altezza cinetica sia trascurabile se } H_{cin} \leq 4\% \Delta H, \text{ dunque:}$$

$$H_{cin} \leq 0,04 \Delta H \Rightarrow H_{cin} = \frac{v^2}{2g} \leq 0,04 J \cdot L \Rightarrow \frac{v^2}{2g} \leq 0,04 \frac{\lambda}{D} \frac{v^2}{2g} L \Rightarrow \frac{\lambda}{D} \geq \frac{1}{0,04} \Rightarrow \frac{L}{D} \geq \frac{1}{0,04 \lambda}$$

Essendo $\lambda \sim 0,025$ nelle applicazioni, $\frac{L}{D} \geq \frac{1}{0,04 \cdot 0,025} = \frac{1}{0,001} = 1000$

Le perdite di carico localizzate sono proporzionali a $v^2/2g$, trascurabile nelle nostre ipotesi \Rightarrow sono trascurabili. Analogamente, linea dei carichi totali e linea piezometrica coincidono.

Nelle ipotesi di lunga condotta dunque il trinomio di Bernoulli si riduce a $z + p/\gamma$. Nelle rappresentazioni grafiche di impianti in condizioni di lunga condotta inoltre ci si riferisce a scale di rappresentazione deformate a causa dei diversi ordini di grandezza in altezza e in lunghezza ($L = \text{km}$; $h = \text{m/hm}$), da cui è possibile contondere L con la sua proiezione orizzontale.



Materiali plastici impiegati in ambito acquedottistico:

PEad - polietilene ad alta densità; presenta una striatura blu sulla tubazione se impiegata a fini acquedottistici (scarrancione, trasporto gas).

PRFV - poliestere rinforzato con fibre di vetro.

PVC - polivinilcloruro.

Per tubazioni tecnicamente lisce, come quelle in materiale plastico, al posto della formula di Colebrook-White si impiegano altre formule in virtù dell'applicabilità della formula di Darcy-Weisbach (detti materiali inducono scabrezze molto limitate, inoltre si considerano non soggetti a invecchiamento): il fattore λ si applica come di seguito.

• Formula di Blasius: $\lambda = 0,316 Re^{-0,25}$ per $Re \leq 10^5$

• Formula di Prandtl-von Karman: $1/\sqrt{\lambda} = 2 \log(Re \sqrt{\lambda}) - 0,8$ per $Re \leq 10^6$, non usata nelle nostre applicazioni.

Formule di resistenza monomie

Per le applicazioni, alle formule viste in precedenza si preferiscono delle forme più semplici, con valori calibrati e tabellati per tutte le tubazioni di frequente applicazione idrica. Tali formule seguono la forma:

$$\Delta H = \alpha \cdot c \cdot \frac{Q^n}{D^m} \cdot L$$

α : Perdita di carico [m]
 c : Coefficiente di scabrezza
 n : Coefficiente di invecchiamento

α, c, n, m tabellati.

Le prime applicazioni del corso riguardano la formula di Sememi-Veronese per tubazioni in acciaio bitumato non saldato, in cui:

$$\alpha = \frac{1,1-1,4}{1,25}; \quad c = 0,001456; \quad n = 1,82; \quad m = 4,71$$

In tutte le formule monomie, $n \rightarrow 2$ e $m \rightarrow 5$; si osserva dunque che un incremento lineare di portata [diametro] implica, a parità degli altri parametri, una variazione quadratica [alla quinta potenza] della cadente piezometrica.

Nel caso di tubazioni in ghisa grigia (anch'esse molto utilizzate) si impiega la formula monomia di Darcy, applicabile anche per tubazioni in ghisa sferoidale. Tale formula si applica per tubazioni aventi diametro nominale ≤ 400 mm e in condizioni di moto puramente turbolento.

La formula massima di Darcy ha espressione:

$$\Delta H = \alpha \beta \frac{Q^2 L}{D^5}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{tubi nuovi} \\ 2 & \text{tubi usati} \rightarrow \text{molto cautelativo!} \end{cases}$$

$$\beta = \frac{0,00164 + 0,000042}{D} \quad \text{il coefficiente di scabrezza è anch'esso funzione del diametro.}$$

Essendo la formula non invertibile, le tabelle con i vari parametri indicano anche il rapporto β/D^5 , parametro da dover inizialmente calcolare se non si intende procedere con un calcolatore.

Ricordando che l'ipotesi di sistema di lunghe condotte è applicabile solo per condotte tali per cui $L/D \geq 1000$ e garantisce trascurabilità di perdite di carico localizzate e altezza cinetica consentendo al tempo stesso di considerare la proiezione orizzontale della tubazione come per il calcolo della lunghezza degli elementi, è ora possibile dimensionare condotte, dunque impianti.

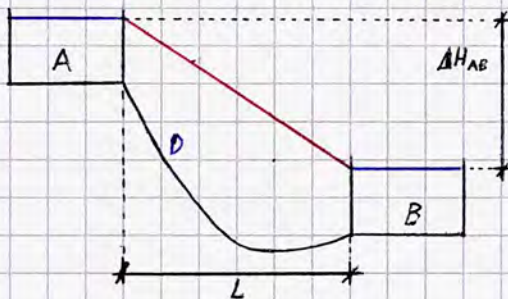
Per una condotta in acciaio non saldato:

$$\Delta H = \alpha \cdot c \frac{Q^n}{D^m} \cdot L \quad \begin{matrix} n = 1,82 \\ m = 4,71 \end{matrix}$$

$$\text{Siemens-Veronese: } \Delta H = \alpha \cdot 0,001456 \frac{Q^{1,82}}{D^{4,71}} L$$

$\rightarrow 1$ per tubi nuovi
 $\rightarrow 1,25$ per tubi usati

Esercizi



Nelle ipotesi di lunga condotta, dimensioniamo un impianto agente a gravità tra i serbatoi A e B; supponendo di avere tubi in acciaio bitumato non saldato, si individui il diametro della tubazione compatibile con le esigenze di progetto.

Si osserverà nello svolgimento come il sistema in esame sia a pressione demand: la tubazione si progetta assumendo condizioni al contorno in termini di energia (la differenza del base demand)

H_A [m.s.l.m.m.]	H_B [m.s.l.m.m.]	L [m]	Q_{AB} [L/s]	Dati
400	300	2000	25	

Il dimensionamento dell'impianto deve logicamente tener conto delle perdite di carico ΔH_{AB} in funzione

della portata di progetto Q_{AB} ; si applica dunque la formula di Siemens-Veronese opportunamente invertita e in condizione di tubi usati (condizione più gravosa di esercizio dell'impianto, con α pari a un valore medio tra 1,1 e 1,4, valori ottenuti sperimentalmente: un $\alpha = 1,4$ può essere assunto, ad esempio, in prossimità di sorgenti molto calcaree o aggressive):

$$\Delta H = \alpha \cdot 0,001456 \frac{Q^{1,82}}{D^{4,71}} L$$

\Downarrow

$$D_{AB} = \left(\alpha \cdot 0,001456 \frac{Q_{AB}^{1,82} \cdot L_{AB}}{\Delta H_{AB}} \right)^{\frac{1}{4,71}} = 1,25 \cdot 0,001456 \frac{Q_{AB}^{1,82} \cdot 2000}{(400 - 300)} = 0,119 \text{ m}$$

Il diametro teorico necessario per soddisfare la richiesta è dunque pari a 0,119 m.

Logicamente, tale diametro non è disponibile in commercio; da un confronto con cataloghi di produttori è possibile convertire il diametro teorico in diametro commerciale selezionando la classe avente diametro immediatamente superiore alla richiesta teorica.

In questo caso, si seleziona la classe DN125, ovvero avente diametro nominale di 125 mm.

⚠ Di norma, il diametro nominale non corrisponde al diametro interno né al diametro esterno di una tubazione: è un valore caratteristico della sezione e pari intero. Dalle tabelle dei produttori si osserva che per $\phi < 300$ mm, $DN < D_{int}$. Nelle tubazioni in acciaio bitumato non saldato dunque fino alla classe 250 è possibile dimensionare l'impianto in ragione del diametro nominale, che essendo minore implica maggiori perdite di carico di quanto effettivamente presente e dunque determina un dimensionamento a vantaggio di sicurezza.

A rigore andrebbe calcolato il diametro interno, pari al diametro esterno - 2 volte lo spessore della tubazione.

Nella prima fase di vita utile dell'opera idrica l'esercizio avviene logicamente a tubi nuovi, contrariamente a quanto dimensionato. Nel caso in cui sia richiesta una regolazione della portata, ovvero se a valle sono richiesti esattamente 25 l/s, poiché la piezometrica a tubi nuovi ha inclinazione minore rispetto a quella a tubi usati, l'acqua arriva al serbatoio B con più energia di quanto richiesto a valle. Per ovviare a ciò si impiega una saracinesca, valvola regolabile che dissipa energia fino a 25 m_{H2O}, per garantire il corretto esercizio dell'impianto.



Se invece:

funzionamento a canalotta

Nota il diametro teorico, calcoliamo ΔH_{AB} a tubi nuovi applicando nuovamente la formula di Simoni-Veronese:

$$\Delta H_{AB}(D_{comm, usati}) = 1,25 \cdot 0,000755 \frac{(25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s})^{1,75}}{(0,125 \text{ m})^{4,75}} \cdot 20000 = 79,23 \text{ m}$$

$$\Delta H_{AB}(D_{comm, nuovi}) = \frac{\Delta H_{AB}(D_{comm, usati})}{1,25} = \frac{79,23}{1,25} = 63,384 \text{ m}$$

Se si seleziona $D_{comm} < D_{teorico}$, si osserva dalla formula che essendo ΔH ed L costanti diminuisce necessariamente la portata, dunque la richiesta non è rispettata.

Rispetto alle perdite di carico teoriche, la selezione del diametro commerciale disponibile implica una minor dissipazione di 20,77 m, che a tubi nuovi diventa pari a 36,616 m. Tali alignate devono essere riequilibrare; per consentire un corretto esercizio a tubi nuovi occorre prevedere due valvole a saracinesca in serie (ogni valvola dissipa al più 25 m; il posizionamento in serie deve prevedere una distanza tra le valvole che consenta al fluido di ristabilire un regime di moto consono, che non risenta delle turbolenze provocate dal dispositivo).

Nel caso in cui la portata massima ricavabile dal serbatoio A coincida esattamente con la portata di progetto (ad esempio per sorgenti da falda che erogano al più la portata suddetta) e l'impianto non è regolato da valvole, la linea piezometrica diventa quella tratteggiata in blu in figura, parallela alla precedente perché J non varia e la condizione al contorno in B è rispettata. In generale, è possibile che detta linea intersechi l'asse della condotta; le sezioni a quota maggiore della linea, aventi $p < 0$, sono evidentemente in depressione, con un funzionamento detto a canalotta (l'acqua fluisce come se il canale fosse a pelo libero, e non in pressione). Raggiunta l'inversione, la tubazione inizia ad operare a pressione, incrementando di conseguenza l'altezza piezometrica.

Ricordando che $J = \frac{\Delta H}{L}$, se $\alpha = 1$ J è la stessa tra impianto con saracinesca e impianto senza regolazione; essa è però sempre minore della J a tubi usati.

Effettuiamo ora il medesimo esercizio con tubi in PEad PN25; si impiega la formula di Blasius:

$$\Delta H = \alpha \cdot 0,000755 \frac{Q^{1,75}}{D^{4,75}} \cdot L$$

$\alpha = 1$: il PEad non si considera soggetto a invecchiamento!

$$\text{Applicando la formula inversa, } D_{AB} = \left(0,000755 \frac{(25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s})^{1,75}}{(400-300) \text{ m}} \cdot 20000 \right)^{1/4,75} = 0,106 \text{ m}$$

Per convertire il diametro teorico in diametro commerciale si consultano cataloghi di produttori; si osserva che nel PEad $DN = D_{ext}$, dunque occorre calcolare il diametro interno.

Si seleziona la classe DN160, corrispondente ad un $D_{int} = 160 - 2(21,9) = 116,2 \text{ mm} = 0,116 \text{ m}$

Le perdite di carico effettive sono pari a:

$$\Delta H_{AB} = 0,000755 \frac{(25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s})^{1,75}}{(0,1162 \text{ m})^{4,75}} \cdot 20000 \text{ m} = 65,41 \text{ m}$$

Ne segue che $\Delta H_{diss} = (H_A - H_B) - \Delta H_{AB} = 100 - 65,41 = 34,59 \text{ m} > 25 \text{ m}$

Si impiegano dunque 2 saracinesche in serie.



Nelle stesse ipotesi precedenti (PE ad PN25), effettuiamo il dimensionamento dell'impianto applicando la formula di resistenza di Darcy-Weisbach:

$$\Delta H = \lambda \cdot \frac{8Q^2}{\pi^2 g D^5} L \Rightarrow \lambda = \frac{\Delta H \cdot \pi^2 \cdot g}{L \cdot 8Q^2}$$

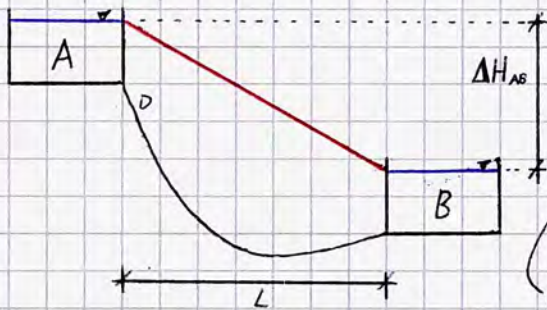
$$\frac{\lambda}{D^5} = \frac{1000 \text{ m} \cdot \pi^2 \cdot 9,806 \text{ m/s}^2}{2000 \text{ m} \cdot 8 (25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s})^2} = 968 \text{ m}^{-5}$$

Considerando $\epsilon = 0,003 \text{ mm}$ si fissa il D per tentativi e dalla precedente si calcola λ tale che sia soddisfatta la Formula di Colebrook-White $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon}{3,71 D} \right)$. Alternativamente, si procede per via grafica (Moody).

Si ha che $D = 0,139 \text{ m}$; $\lambda = 0,050249$. Si converte il diametro teorico in diametro commerciale, selezionando la classe DN200 (avente $D_{int} = 145 \text{ mm}$).

Si osserva dunque che la formula di Darcy-Weisbach è in realtà più cautelativa di quella di Blasius.

Si consideri lo schema di lunga condotta in figura che, secondo una prima configurazione, adduce dal serbatoio A al serbatoio B una portata costante $Q_B = 25 \text{ l/s}$ corrispondente, considerando un impianto in ghisa con tubazioni DN150, al massimo valore di portata erogabile a gravità, come dimostrato dopo aver elencato le ipotesi.



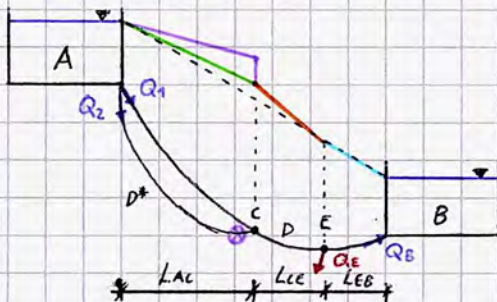
H_A [m.s.l.m.m.]	H_B [m.s.l.m.m.]	L [m]	Q_B [l/s]	ΔH_{AB} [m]	D [m]	v [m/s]
400	337	2000	25	63	0,150	1,41

$$\Delta H_{AB} = (H_A - H_B) = 2 \cdot \left(0,00164 + \frac{0,000042}{0,150 \text{ m}} \right) \cdot \frac{(25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s})^2 \cdot 2000}{(0,150 \text{ m})^5} = 63 \text{ m}$$

Formula di resistenza di Darcy

$$\Delta H = \lambda \beta \frac{Q^2}{D^5} L ; \beta = 0,00164 + \frac{0,000042}{D}$$

Supponiamo che in un secondo momento emerga la necessità di erogare nel nodo E una portata $Q_E = 5 \text{ l/s}$ in forma concentrata garantendo l'erogazione contemporanea di 25 l/s al serbatoio B, supponendo che la fonte di approvvigionamento A sia in grado di sopportare a tale aumento. Si vuole dunque dimensionare un raddoppio di condotta di lunghezza L_{AC} nota ma di diametro D^* incognito:



L_{AC} [m]	L_{CE} [m]	L_{EB} [m]	Q_B [l/s]	Q_E [l/s]
1000	500	500	25,0	5,0

In queste tipologie di esercizio conviene sempre partire da valle:

• Nel tratto EB la portata è nota e pari a Q_B (la portata concentrata è già stata erogata); non varia alcun dato rispetto

alle ipotesi iniziali e la linea dei carichi sovrascrive quella preesistente (non varia la caduta piezometrica). È possibile applicare la formula di resistenza di Darcy per conoscere ΔH_{EB} :

$$\Delta H_{EB} = 2 \left(0,00164 + \frac{0,000042}{0,150 \text{ m}} \right) \cdot \frac{(25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s})^2 \cdot 500 \text{ m}}{(0,150 \text{ m})^5} = 15,80 \text{ m}$$

• Dal bilancio di massa [equazione della continuità] nel nodo E, si ricava la portata nel tratto CE:

$$Q_{CE} = Q_E + Q_B = 25 + 5 = 30 \text{ l/s}$$

A parità di caratteristiche della condotta, essendo aumentata la portata aumentano le perdite di carico e la caduta piezometrica; 31

la linea dei carichi totali risulta conseguentemente più inclinata. La perdita di carico nel tratto CE diventa:

$$\Delta H_{CE} = 2\beta \frac{(Q_B + Q_E)^2}{D^5} L_{CE} = 2 \left(0,00164 + \frac{0,000042}{0,150\text{m}} \right) \frac{(25+5) \cdot 10^{-3} \text{m}^3/\text{s}}{(0,150\text{m})^5} \cdot 500\text{m} = 22,76\text{m}$$

Da cui, essendo nota H_A e potendo ricavare facilmente H_C , risulta che la caduta piezometrica nel tratto AC è minore di quella preesistente, il che implica necessariamente una diminuzione della portata nel tubo. Ne segue la necessità del raddoppio per garantire le condizioni al contorno richieste: l'acqua deve garantire un livello maggiore di energia in C per sopperire alla richiesta, il che si esplica in una riduzione di portata. Ne segue inoltre che le portate Q_1 e Q_2 non sono banalmente ripartite.

$$\Delta H_{AC} = (H_A - H_C) - \Delta H_{EB} - \Delta H_{CE} = (400 - 337) - 15,80 - 22,76 = 24,44\text{m}$$

È possibile ricavare la nuova portata Q_1 applicando la formula di resistenza di Darcy al tratto AC:

$$Q_1 = \sqrt{\frac{\Delta H_{AC} D^5}{L_{AC} \cdot 2\beta}} = \sqrt{\frac{24,44\text{m} (0,150\text{m})^5}{1000\text{m} \cdot 2 \left(\frac{0,00164 + 0,000042}{0,15} \right)}} = 21,99 \cdot 10^{-3} \text{m}^3/\text{s} \approx 22 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Applicando l'equazione di continuità al nodo C si ricava la portata Q_2 transitante nella tubazione che costituisce il raddoppio:

$$Q_1 + Q_2 = Q_B + Q_E \Rightarrow Q_2 = Q_B + Q_E - Q_1 = 30 - 22 = 8 \text{ l/s}$$

Nota la portata, è possibile applicare la formula di resistenza di Darcy nel tratto del raddoppio per ricavare il diametro D^* teorico:

$$\frac{2\beta^*}{D^{*5}} = \frac{\Delta H_{AC}}{L_{AC} \cdot Q_2^2} = \frac{24,44\text{m}}{1000\text{m} (8 \cdot 10^{-3} \text{m}^3/\text{s})^2} = 380,5 \frac{\text{s}^2}{\text{m}^5} \Rightarrow D^* = 0,102\text{m}$$

Convertiamo il diametro teorico in diametro commerciale considerando la classe DN125 (per la ghisa, $DN \equiv D_{int}$) e si calcolano le corrispondenti perdite di carico effettive lungo il raddoppio:

$$\Delta H_{AC}^* = 2\beta^* \frac{Q_2^2}{D^{*5}} L_{AC} = 2 \left(0,00164 + \frac{0,000042}{0,125} \right) \frac{(8 \cdot 10^{-3} \text{m}^3/\text{s})^2}{(0,125)^5} = 8,29\text{m}$$

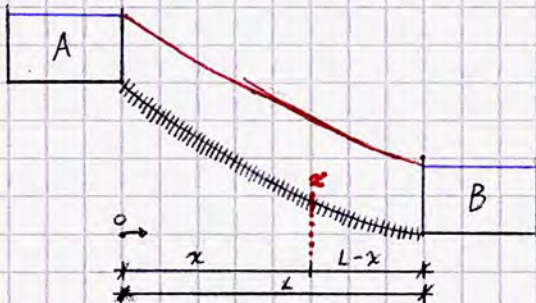
Occorre dunque installare una saracinesca sul raddoppio, in arrivo al nodo C, tale da dissipare:

$$\Delta H_{diss} = \Delta H_{AC} - \Delta H_{AC}^* = 24,44 - 8,29 = 16,15\text{m} \quad \text{Se } D^*_{teorico} = D^*_{com}, \quad \bullet \equiv \bullet$$

Se non fosse inserita una saracinesca nel raddoppio, la piezometrica sarebbe complessivamente più inclinata implicando verosimilmente una portata maggiore erogata da E e un difficile mantenimento dei 25 l/s in EB.

Fino ad ora ci si è occupati di tubazioni che svolgono servizio di estremità, utilizzate di frequente nelle opere di adduzione, in cui bisogna rispettare dei criteri solo all'estremità dell'impianto.

Nelle reti di distribuzione, oltre al servizio di estremità sono presenti molte richieste di erogazione, talmente fitte da poter essere complessivamente modellate come un'erogazione uniformemente distribuita lungo il percorso: in generale si ha che, per ogni sezione a distanza x dall'inizio del tratto di lunghezza L , la portata sarà pari alla portata da dover erogare a valle del tratto di distribuzione sommata alla portata unitaria q_u moltiplicata per la lunghezza $L-x \Rightarrow Q_x = Q_B + q_u(L-x)$



Fissato un sistema di riferimento con origine sulla proiezione dell'estremità del serbatoio A, consideriamo una generica sezione x a distanza x dall'origine e $L-x$ dal serbatoio B. Si definisce portata finale la portata di estremità da fornire a B:

$$Q(x) = Q_{fin} + q_u(L-x)$$

È possibile definire una grandezza priva di alcun senso fisico, detta portata equivalente, che consente di applicare le classiche formule di resistenza viste in precedenza anche a tronchi che svolgono servizio di estremità e di erogazione uniformemente distribuita lungo il percorso. Essa rappresenta una portata teorica Q_{eq} tale da definire - per un tratto soggetto ad erogazione uniformemente distribuita - le stesse perdite di carico di un tratto di portata Q che svolge unicamente servizio di estremità.

Essendo q_n la portata uniformemente distribuita per unità di lunghezza, la portata complessivamente distribuita nel tronco considerato $q_d = q_n \cdot L$.

Avendo ipotizzato l'utilizzo di Q_{eq} , è possibile applicare le formule di resistenza; supponiamo di applicare la formula di resistenza di Darcy in virtù dei suoi esponenti interi e consideriamo un tronco alimentato da una singola estremità.

In termini incrementali, si ha che:

$$dH(x) = \frac{2\beta}{D^5} Q^2(x) dx \longrightarrow J(x) = \frac{dH(x)}{dx} = \frac{2\beta}{D^5} \underbrace{Q^2(x)}_{[Q_{fin} + q_n(L-x)]^2}$$

Poiché la portata complessiva diminuisce sezione per sezione in maniera almeno lineare, la caduta piezometrica varia anch'essa di sezione in sezione, riducendosi continuamente. La linea piezometrica ha dunque andamento almeno quadratico!

Per valutare le perdite di carico complessive nell'impianto si svolge logicamente un'integrazione:

$$\begin{aligned} \Delta H_{AB} &= \int_0^L J(x) dx = \int_0^L \frac{2\beta}{D^5} (Q_{fin} + q_n(L-x))^2 dx = && \text{effettuiamo una sostituzione: } L-x=t \\ & && dt = -dx \\ & && x=0 \rightarrow t=L \\ & && x=L \rightarrow t=0 \\ &= -\int_L^0 \frac{2\beta}{D^5} (Q_{fin} + q_n t)^2 dt = \frac{2\beta}{D^5} \int_0^L (Q_{fin}^2 + 2Q_{fin}q_n t + q_n^2 t^2) dt = \\ &= \frac{2\beta}{D^5} \left[Q_{fin}^2 t + Q_{fin}q_n t^2 + \frac{q_n^2 t^3}{3} \right]_0^L = \frac{2\beta}{D^5} \left(Q_{fin}^2 L + 2Q_{fin}q_n L + \frac{q_n^2 L^3}{3} \right) = && \text{per praticità, consideriamo} \\ & && \frac{q_n L}{\sqrt{3}} = \frac{q_d}{\sqrt{3}} \\ &= \frac{2\beta}{D^5} \left(Q_{fin}^2 L + 2Q_{fin}q_d + \left(\frac{q_d}{\sqrt{3}}\right)^2 L \right) \approx && \text{Poiché } \left(Q_{fin} + \frac{q_d}{\sqrt{3}} \right)^2 = Q_{fin}^2 + \frac{2}{\sqrt{3}} Q_{fin}q_d + \frac{q_d^2}{3}, \text{ essendo } \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,15 \approx 1, \\ & && \text{si effettua un'approssimazione sul doppio prodotto:} \end{aligned}$$

$$\Delta H_{AB} \approx \frac{2\beta}{D^5} \left(Q_{fin} + \frac{q_d}{\sqrt{3}} \right)^2 L = \frac{2\beta}{D^5} Q_{eq}^2 \cdot L \implies Q_{eq} = Q_{fin} + \frac{q_d}{\sqrt{3}} \text{ portata equivalente}$$

Nelle altre formule di resistenza l'esponente della portata non è 2 ma tende ad esso; si commette un errore maggiore, comunque ritenuto accettabile nelle applicazioni: il doppio prodotto corrisponde ad un'aliquota pressoché trascurabile rispetto agli altri termini.

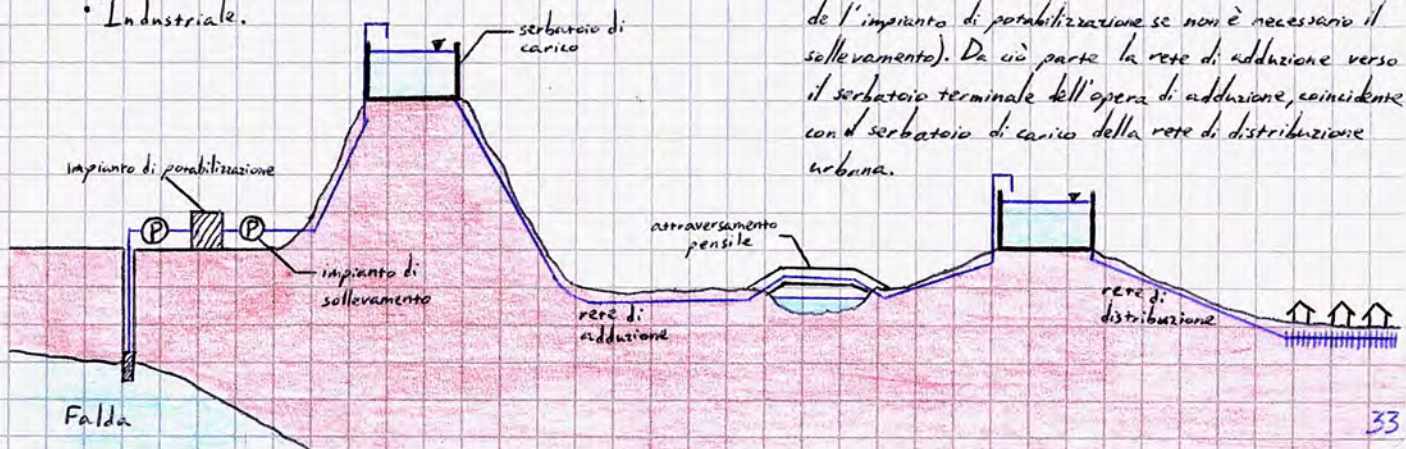
Acquedotti: L'opera di adduzione idrica

Si definisce acquedotto l'insieme delle opere di captazione, trattamento, adduzione, stoccaggio e distribuzione dell'acqua
impianto di adduzione idrica o Acquedotto esterno impianto di distribuzione idrica o Acquedotto interno

A seconda delle applicazioni, si distinguono acquedotti di tipo:

- Urbano, per usi pubblici e privati di un centro abitato;
- Rurale, per piccoli centri agricoli e case sparse;
- Irriguo, per gli impianti di irrigazione;
- Industriale.

Considerando uno schema acquedottistico in termini estrinseci con approvvigionamento da falda, una pompa preleva acqua da un pozzo di captazione, alimenta una vasca di carico da cui si passa ad un impianto di potabilizzazione che rende l'acqua compatibile con le destinazioni d'uso per poi arrivare ad un eventuale impianto di pompaggio (sollevamento) che culmina in un serbatoio di carico (precede l'impianto di potabilizzazione se non è necessario il sollevamento). Da ciò parte la rete di adduzione verso il serbatoio terminale dell'opera di adduzione, coincidente con il serbatoio di carico della rete di distribuzione urbana.



Come anticipato nelle pagine introduttive, un acquedotto presenta uno schema ciclico: tramite pompe o tubature viene captata acqua dalle sorgenti alle opere di presa, che tramite impianti di trattamento (potabilizzazione o semplice clorazione) viene convogliata alle condotte adduttrici (con eventuali opere accessorie come pozzetti e stiatori) che la conducono a serbatoi di accumulo.

Da questi serbatoi si giunge alla rete di distribuzione e alle singole utenze, che scaricano l'acqua utilizzata nella rete omonima; parte di quest'acqua viene depurata e si rimette il tutto nell'ambiente, consentendo una nuova captazione.

Normative di riferimento in materia

Legge 2248/1865: prima normativa di carattere generale afferente al settore idrico;

Regio Decreto 1904: primi parametri su destinazioni d'uso e qualità dell'acqua;

Riforme normative 1916-19: si specifica l'utilizzo di risorse idriche per produrre forza motrice;

RD 1933: testo unico che indica la necessità di una pianificazione a livello di bacino;

L. 129/1963: Piano Regolatore Generale degli Acquedotti, approvato con DM 16/03/1967: ciascun comune viene associato ad uno schema idrico, definendo per esso il fabbisogno idrico necessario (L/s) con previsione fino al 2015 - senza tener conto dei fabbisogni industriali - indicando il numero di abitanti da servire e specificando le fonti di approvvigionamento alternative. Si introduce il concetto di dotazione idrica pro capite ($L/ab \cdot giorno$), comprensiva dei consumi domestici, degli usi pubblici (scuole, ospedali, parchi pubblici, case-rme...) e degli usi terziari.

La dotazione idrica pro-capite aumenta con il grado di urbanizzazione: a New York è pari a $1000 L/ab \cdot giorno$, nelle previsioni del PRGA era di $150-200 L/ab \cdot giorno$; recenti studi statistici hanno mostrato che il progresso e l'aumento delle perdite ha incrementato la dotazione necessaria a circa $350 L/ab \cdot giorno$.

L. 319/1976: Legge Merli - norma per la tutela delle acque dall'inquinamento;

L. 183/1989: si identifica il bacino idrografico come entità territoriale di base per la stima della disponibilità delle risorse e dei loro usi, introducendo il piano di bacino come strumento regolatore sulla destinazione delle risorse ambientali, assicurando la difesa del suolo e la gestione del patrimonio idrico ai fini economico e sociale, individuando nell'autorità di bacino l'ente preposto alla sua redazione.

L. 36/1994: Legge Galli: pone come obiettivo strategico la gestione razionale dei servizi idrici mediante:

- Istituzione del servizio idrico integrato (SII), comprendente l'intero ciclo tecnologico dell'acqua in ambito urbano in tutte le sue fasi (produzione della risorsa e adeguamento a standard di qualità, trasporto e distribuzione all'utenza, collettamento di reflui tramite drenaggio urbano, depurazione, smaltimento ed eventuale affinamento dei reflui depurati per consentirne il riutilizzo in agricoltura, industria o altri usi);
- Suddivisione del territorio in Ambiti territoriali ottimali (ATO), definiti sotto l'aspetto tecnico e della gestione con l'obiettivo prioritario di un utilizzo razionale della risorsa idrica in modo da rispettare le caratteristiche fisico-idrografiche dei bacini e delle falde acquifere disponibili; la legge propone in sintesi una suddivisione del territorio secondo criteri geografico-naturalistici più che amministrativi;
- Istituzione del bilancio idrico come strumento per l'individuazione di eventuali squilibri quantitativi e qualitativi esistenti tra la disponibilità e l'uso della risorsa. Il bilancio idrico diventa quindi un aspetto indispensabile per la corretta definizione di interventi - strutturali e non - destinati a riassicurare l'equilibrio tra disponibilità e fabbisogni;
- Introduzione di criteri industriali di gestione mediante la separazione tramite affidamento in concessione tra il soggetto titolare dei servizi (i comuni associati nell'ATO) e il soggetto gestore al fine di superare la frammentazione gestionale esistente sul territorio prevedendo il conseguimento di un equilibrio economico-finanziario di gestione;
- Introduzione di un criterio per stabilire la tariffa per l'utente, necessaria per coprire i costi di servizio, di gestione e di investimento. Essa deve infatti essere determinata dagli enti locali che formano il consorzio sulla base dei criteri indicati dal Ministero dei Lavori Pubblici;
- Determinazione dei livelli minimi dei servizi da garantire in ogni ATO. In particolare, è necessario assicurare alle utenze domestiche una dotazione idrica continua h24 - salvo casi eccezionali o interventi di manutenzione - con dotazione pro capite giornaliera non inferiore a $150 L/ab \cdot g$, volume attingibile dall'utente nell'arco di 24h; portata minima erogata al punto di consegna non inferiore a $0,10 L/s$ per ogni unità abitativa; un carico idraulico di 5m misurato al punto di consegna relativo al solaio di copertura del fabbricato con quota top

grafica maggiore; un carico massimo non superiore a 70m (criterio al punto di consegna rapportato al piano stradale);
• Individuazione dei soggetti dello schema di regolazione corrispondenti con il gestore del SII, la Regione e il Comitato di Vigilanza per l'Uso delle Risorse Idriche (CoVIRI).

L. 14/1997: suddivide il territorio campano in quattro ATO:

- ATO 1 Calore-Irpinio (AV-BN)
- ATO 2 Napoli-Volturno (CE-NA)
- ATO 3 Sarnese-Vesuviano (NA-SA)
- ATO 4 Sele (SA)

d.L. 152/2006 - Testo Unico Ambientale: abroga quasi del tutto la Legge Galli sviluppando la disciplina della gestione delle risorse idriche organizzata sulla base degli ATO definiti dalle regioni. Ribadisce l'appartenenza al demanio e l'inalienabilità delle infrastrutture idriche affidate in concessione agli enti gestori, introduce i criteri di efficienza, efficacia ed economicità nell'esercizio del SII ed affida alle regioni la possibilità di ridefinire gli ATO per il miglioramento della gestione nel rispetto del principio di antiritardità piuttosto che di unicità della risorsa stessa.

L. 42/2010: decreta la soppressione delle Autorità d'ambito entro il 27/03/2011, attribuendo alle regioni il compito di ripartire le funzioni degli ATO ad altri enti già esistenti ma non specificati al fine di eseguire il contenimento delle spese degli enti locali e la semplificazione del sistema eliminando gli enti intermedi.

Il d.L. 225/2010, c.d. Milleproroghe, ha introdotto la possibilità di prorogare l'abolizione degli ATO (determinata con d.p.c.m. 25/03/2011 per il 31/12/2011) al fine di non intralciare, con la soppressione delle autorità d'ambito, il processo di affidamento del servizio di gestione dei rifiuti ad un gestore unico.

d.p.c.m. 04/03/1996: esplicita la necessità di un'attività di gestione rivolta alla riduzione delle perdite in rete, recupero dell'acqua non contabilizzata, contenimento degli sprechi e gestione della domanda in condizioni di scarsità della risorsa idrica. Ritiene tecnicamente accettabili perdite nelle reti di adduzione e distribuzione non superiori al 20% prescrivendo, in caso di superamento, l'adozione di adeguati interventi per la riduzione entro ragionevoli intervalli di tempo dei volumi idrici dispersi.

DM 99/1997: introduce l'obbligo da parte dei gestori del SII di eseguire sulla rete di competenza la valutazione annuale delle perdite idriche, indicando le modalità per l'effettuazione delle rilevazioni e l'organizzazione del sistema di monitoraggio nonché le regole per la stesura dei rapporti da trasmettere all'Osservatorio dei servizi idrici (Ministero dei Lavori Pubblici).

Obbliga il gestore - sulla base dei risultati del bilancio idrico - a definire campagne di ricerca perdite provvedendo al superamento di malfunzionamenti; individua inoltre la necessità di monitoraggio attraverso indicatori di prestazione.

Legge Regionale 15/2015: Individua un ambito distrettuale unico a scala regionale suddiviso in 5 ambiti distrettuali che ricalcano le precedenti ATO: Napoli (NA); Sarnese-Vesuviano (NA-SA); Sele (SA-AV-NA); Caserta (CE); Calore-Irpinio (BN-AV).

Il Piano d'Ambito rappresenta il principale strumento di programmazione tecnica, economica e finanziaria (d.lgs. 152/2006) a disposizione dell'autorità d'ambito territoriale ottimale per l'organizzazione del SII.

Il soggetto di governo dell'ATO regionale è l'Ente Idrico Campano (EIC), cui partecipano obbligatoriamente tutti i comuni del territorio campano; esso ha personalità giuridica di diritto pubblico ed ha autonomia organizzativa, amministrativa e contabile.

L'EIC predisponde, adotta, approva e aggiorna il piano d'ambito su scala regionale di cui all'articolo 149 del d.lgs. 152/2006 e lo trasmette entro 10 giorni dalla delibera di approvazione alla Regione, all'AEEGSI e al Ministero dell'Ambiente e della tutela del territorio e del mare.

Servizio Idrico Integrato

Introdotta con la legge Galli come costituito dall'insieme dei servizi pubblici di captazione, adduzione e distribuzione di acqua ad usi civili, di fognatura e di depurazione delle acque reflue; tale servizio va gestito all'interno degli ATO.

Con il d.lgs. 152/2006 si ridefinisce il SII, che deve essere gestito secondo i principi di efficienza, efficacia ed economicità nel rispetto delle norme nazionali e comunitarie.

Il gestore del SII deve curare la gestione nel proprio territorio di competenza di acquedotti, fognature (raccolta e convogliamento delle acque reflue) e depurazione (trattamento mediante impianti di depurazione delle acque reflue scaricate nella pubblica fognatura). Ad oggi, non esistono più de facto le ATO, che vengono riordinate nel distretto dell'Appennino meridionale.

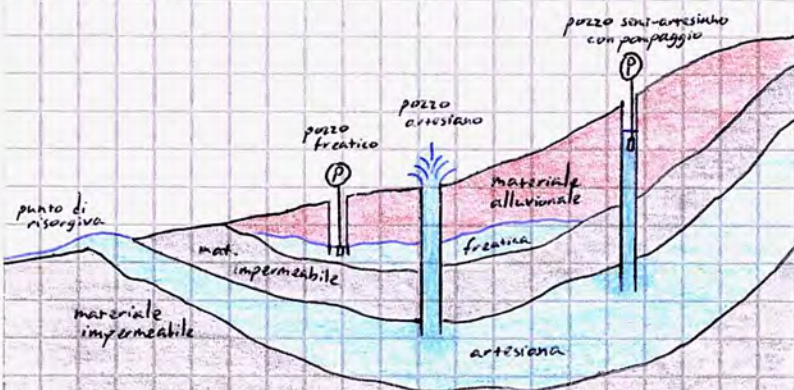
Fonti di approvvigionamento

L'approvvigionamento idrico deriva da sorgenti così classificate:

Acque superficiali ——— fiumi e torrenti
 ——— laghi e invasi artificiali

Acque sotterranee ——— di sorgente (in prossimità di punti di risorgiva in cui le falde, solitamente artesiane, affiorano in superficie)

di falda ——— superficiale ——— freatica: sovrapposta ad uno strato impermeabile ma in uno strato superiormente permeabile; la piezometrica coincide con la superficie dello strato saturo e il fluido si comporta a pelo libero.
 ——— profonda



artesiane: confinata tra strati di terreno impermeabili; l'acqua è in pressione, in un pozzo risale di un'altezza pari all'altezza piezometrica di falda.

Opere di presa (o captazione)

Le opere di captazione raccolgono l'acqua dalle sorgenti; esse si distinguono in base alla tipologia di sorgente, richiedendo dispositivi tecnologici di natura differente:

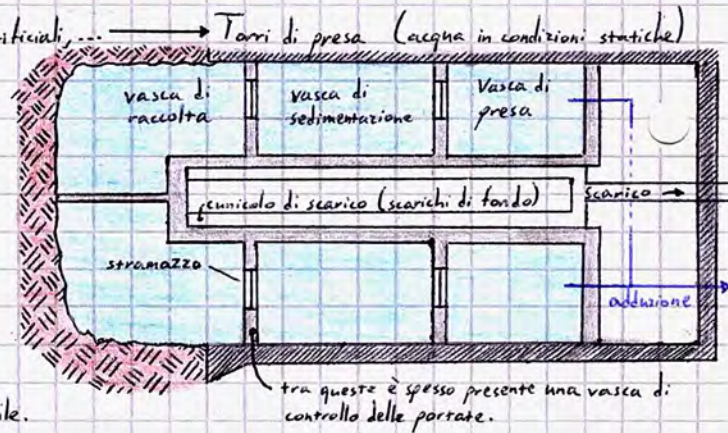
Sorgenti ——— Gallerie
 ——— Cunicoli di raccolta
 Falde ——— Pozzi
 ——— Gallerie drenanti

Corsi d'acqua ——— Opere di sbarramento
 Bacini, invasi artificiali, ... ——— Torri di presa (acqua in condizioni statiche)

Le opere di presa da sorgente sono opere di approvvigionamento eseguite in prossimità delle sorgenti, che possono attingere ad acque sotterranee. Le sorgenti sono affioramenti naturali delle acque di falda, preservando elevate proprietà di potabilità.

Le falde si distinguono in:

- Falda superficiale libera o freatica: la falda scorre attraverso uno strato poroso non saturo sostenuto da uno strato impermeabile.
- Falda libera e profonda: se la zona permeabile non è satura.
- Falda in pressione o artesiane: se la zona permeabile è satura e soggetta a pressione tale che i livelli piezometrici siano al di sopra della superficie di fondo della falda superiore.

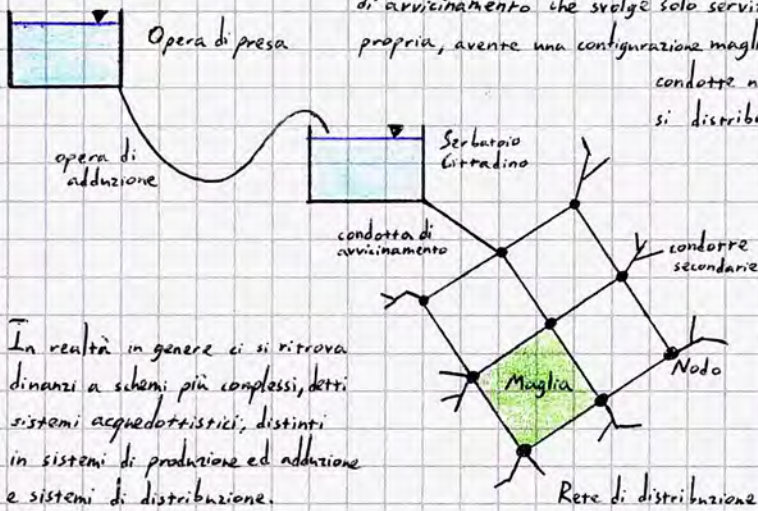


Le opere di presa da bacini consistono solitamente in torri di presa, sistemi con più impianti di pompaggio attivati in misura diversa a seconda del livello idrico del serbatoio.

Le opere di presa da corsi d'acqua consistono sostanzialmente in traverse, opere di sbarramento che prelevano una aliquota della acqua in transito per convogliarla in un bacino di carico; presenta una griglia di imbecco ed una vasca dissabbiatrice per ridurre il quantitativo di sedimenti in sospensione.

In alcuni casi, si utilizzano opere di sbarramento per garantire un funzionamento a serbatoio: lo sbarramento determina a monte un invaso di volume idrico superiore a $1M m^3$; a valle dello stesso si preleva l'acqua, talvolta con turbine idroelettriche.

Acquedotti



L'immissione d'acqua dal serbatoio cittadino all'acquedotto interno avviene tramite una condotta di avvicinamento che svolge solo servizio di estremità; da ciò la risorsa entra nella rete vera e propria, avente una configurazione magliata per garantire una certa elasticità al sistema: se una delle condotte non può erogare acqua (ad esempio per manutenzione) la domanda si distribuisce sulle altre maglie; detta configurazione deve logicamente adattarsi alla distribuzione urbana, in particolare alla rete viaria: da questa felice corrispondenza risulta la predilezione per questa tipologia, eventualmente mista a tubazioni che svolgono solo servizio di estremità come derivazioni dell'impianto verso aree periferiche o di nuova espansione (aventi configurazione lineare o ad antenna).

In realtà in genere ci si ritrova dinanzi a schemi più complessi, detti sistemi acquedottistici, distinti in sistemi di produzione ed adduzione e sistemi di distribuzione.

In questi casi, occorre tener conto di un criterio di mobilità dell'acqua all'interno di sistemi idrici interconnessi, caratterizzati da una gestione sempre più complessa, atta a mobilitare una portata più elevata verso le zone caratterizzate da maggior domanda: occorre, in definitiva, pervenire ad una gestione corretta, sostenibile e integrata delle risorse idriche del territorio, rispettosa delle disponibilità idriche, dei fabbisogni e dei vincoli d'uso.

È tipico il caso di sistema acquedottistico composto da più acquedotti esterni ed interni: il sistema idrico della Città Metropolitana di Napoli, ad esempio, in virtù dell'ampia estensione planimetrica ed orografica del territorio è costituito da 9 serbatoi dislocati sul territorio (capacità complessiva di $400.000 m^3$) che alimentano specifiche parti dell'area metropolitana, riducendo l'area di influenza del singolo serbatoio e dunque la pressione nell'erogazione alle utenze; i serbatoi sono interconnessi per garantire un'erogazione uniforme.

Vengono adoperate 4 fonti di approvvigionamento: le sorgenti del Serino, l'acquedotto campano, l'acquedotto della Campania occidentale e campi pozzi nell'hinterland, ad esempio a Cancello.

Nello schema di adduzione della società Acqua Bene Comune di Napoli del 2015 si osserva come ogni serbatoio adduce acqua anche al serbatoio immediatamente superiore dal punto di vista orografico.

Nella definizione del tracciato non è possibile ipotizzare condotte perfettamente lineari (teoricamente più economiche) poiché bisogna riferirsi alle caratteristiche orografiche e funzionali del contesto; bisogna inoltre limitare la pratica dell'espropriazione e attestarsi il più possibile su assi viari già presenti (che, tra l'altro, sono già progettati per resistere a carichi compatibili con le richieste di tenuta della condotta stessa).

Nel caso di acquedotti particolarmente lunghi può essere consigliabile spezzarlo in più sintoni; è inoltre fondamentale analizzare le pressioni di esercizio delle tubazioni.

Oltre ai parametri strettamente acquedottistici, bisogna tener conto di caratteristiche dell'intorno dell'impianto; non solo per motivi economici (minimizzare i costi dell'esproprio) ma anche tecnico-realizzativi: occorre conoscere la natura geologica, geotecnica, chimica ed elettrochimica dei terreni da attraversare (ad esempio, si tenta di evitare affioramenti rocciosi - per il costo dello scavo, - boschi, zone acquitrinose - per evitare che lesioni nella tubazione provochino infiltrazioni e contaminazioni dell'acqua - costoni franosi, anche a costo di allungare il tracciato) oltre che, attesa la difficoltà degli attraversamenti fluviali, ferroviari e stradali (preferibilmente ortogonali all'ostacolo), la possibilità di utilizzare opere di attraversamento esistenti.

Lo studio del tracciato di un acquedotto esterno è dunque molto complesso e richiede un compromesso tra requisiti tecnici, igienici, di sicurezza ed economici dell'opera.

La definizione del tracciato richiede dei primi passaggi operativi:

- Ispezione delle aree d'interesse;
- Rilievi topografici orientativi;
- Rilievi geologici, morfologici, agricoli dei terreni interessati.

Definiti questi passaggi, bisogna procedere al tracciamento di:

- Planimetria dell'acquedotto esterno;
- Planimetria delle espropriazioni;
- Profilo longitudinale: contiene tutti gli elementi per il carico e il calcolo idraulico, l'approvvigionamento dei tubi, la determinazione degli scavi.

È particolarmente importante il posizionamento del serbatoio, punto di arrivo della condotta esterna; come evidenziato a breve, bisogna definire in particolare la quota di sfioro (pelo libero); esso deve essere ubicato il più possibile vicino all'impianto da abitato da servire, garantire un carico superiore di 5-6 m (minimo) al rubinetto più alto del fabbricato più elevato (per garantire il funzionamento degli elettrodomestici) e imporre allo stesso tempo un carico statico non superiore a 70 m nel punto più basso della rete idrica (per evitare sovrappressioni).

Come anticipato, bisogna seguire il più possibile la sede stradale per limitare espropriazioni e servitù e garantire una maggiore facilità di accesso (a discapito dei problemi legati al traffico); ciò si riflette nel tentativo di attraversare fiumi, torrenti e valloni in corrispondenza dei ponti stradali, evitando di attraversare strade e ferrovie e di costruire gallerie.

La definizione del tracciato richiede un'ispezione delle zone e dei rilievi topografici orientativi.

Nel caso di tratti di acquedotto pianeggianti o con basse differenze di pressione, alla configurazione lineare dell'acquedotto si preferisce un profilo a dente di sega, uno zig-zag asimmetrico con tratto discendente molto più inclinato di quello ascendente e con un punto di scarico nel minimo (manutenzione) e un elemento di sfioro nel massimo per allontanare eventuali bolle d'aria, che riducono la capacità idrovettrice della condotta e possono danneggiare fortemente le pompe.

In generale, sulle bolle d'aria agiscono le azioni seguenti:

- Forze di trascinamento dell'acqua;
- Componente della spinta di Archimede lungo l'asse della condotta.

Essendo la tubazione in pressione, una bolla d'aria nel tratto ascendente è soggetta a due forze parallele e concordi, nel verso del moto. La pendenza del tratto è di almeno il 5% per garantire un minimo spostamento tramite la componente della forza di galleggiamento.

Nel tratto discendente, le due sollecitazioni sono discordi; aumentando l'inclinazione del tratto si garantisce una prevalenza della spinta di Archimede sul trascinamento (min. 1-2%).

Se il piano di campagna ha una certa pendenza, è possibile porsi parallelamente ad esso: ciò comporta minori volumi di scavo e manutenzione più semplice.

Come detto, il dimensionamento dell'opera di adduzione idrica prevede innanzitutto la stima della quota di sfioro del serbatoio di arrivo, corrispondente con il carico energetico iniziale della rete di distribuzione idrica; tale calcolo può essere effettuato come segue:

$$q_{sf} = z_{max} + h_{ed} + \Delta H_{rete} + \Delta H_{e.a} + \Delta H_{e.m} + h_{res}$$

Carico residuo da garantire per normativa sul punto idraulicamente più sfavorito della rete (solajo di copertura degli edifici) [5-10m]

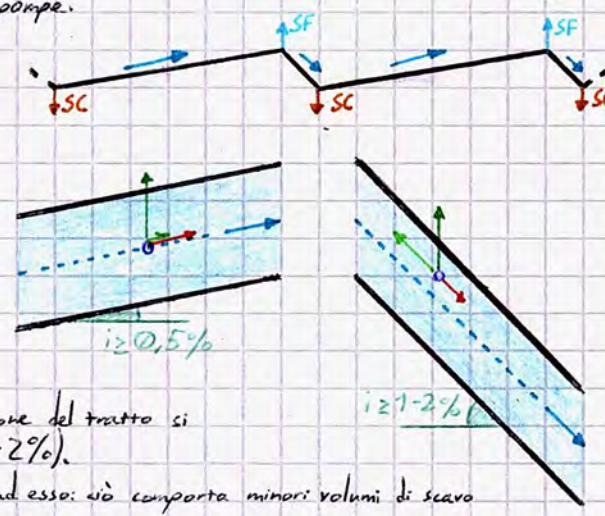
Perdite di carico lungo la colonna montante degli edifici [2m]

Perdite di carico lungo la condotta di avvicinamento della rete [2-3m]

Perdite di carico lungo la rete di distribuzione [10-25m]

Altezza media (o massima) degli edifici presenti: se il contesto urbano è omogeneo si considera l'altezza massima; nel caso di configurazioni disomogenee o con singolarità (come a Napoli, ad esempio a via Medina) si considera un parametro medio: gli edifici di altezza maggiore dovranno dotarsi autonomamente di autolavai. [m]

Quota geodetica massima del centro abitato [m.s.l.m.m.]



Piano Regolatore degli Acquedotti

Publicato nel 1967 (16/03) ^{DM} per coordinare la gestione delle risorse idriche, inghiglia ogni Comune in uno schema idrico definendo per esso il fabbisogno idrico necessario [L/s] con previsione fino al 2015 - senza tener conto dei fabbisogni industriali - specificando il numero di abitanti da servire, precisando e vincolando anche le fonti di approvvigionamento alternative.

Al momento si utilizzano tabelle con analisi statistiche per le singole aree.

In ogni caso, una volta nota la dotazione idrica e il numero di abitanti è possibile stimare la portata di progetto dell'impianto, parametro di riferimento per il suo dimensionamento:

$$Q_m = \frac{\text{dot. } N_{ab}}{86400}$$

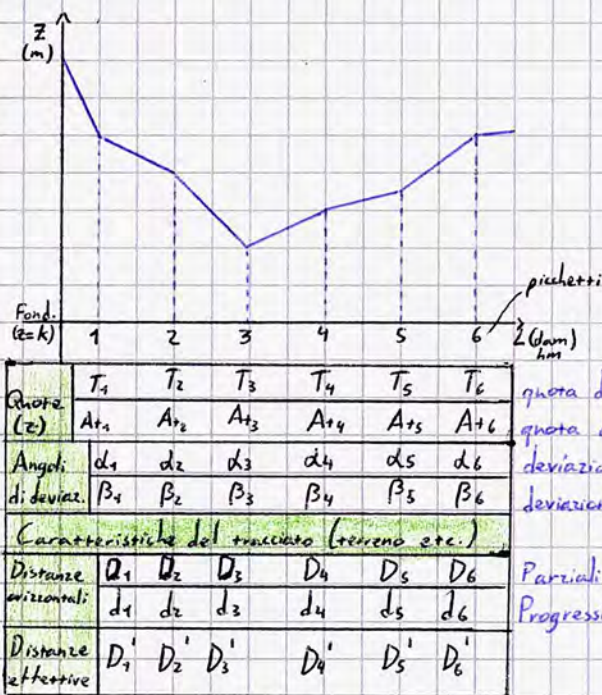
Dotazione idrica pro-capite [L/Ab.giorno]

numero di abitanti [Ab]

Numero di secondi in un giorno [s/giorno]

Portata di progetto [L/s]

Un altro importante elaborato alla base del progetto è il profilo altimetrico longitudinale (in scala deformata 1:10), che presenta molte informazioni alla base del progetto:



Si osserva come nell'elaborato relativo al profilo longitudinale siano contenute diverse informazioni per ogni picchetto, punto caratteristico del tracciato - così detto perché in precedenza veniva picchettato - definito, ad esempio, in occasione di:

- Intersezioni con curve di livello;
- Intersezioni con corsi idrici o fognari;
- Attraversamenti di strade o altre infrastrutture;
- Deviazioni verticali o orizzontali della tubazione.

I picchetti sono dunque facilmente localizzabili! Si definisce, oltre alla loro quota sul livello medio mare, la loro distanza progressiva (NON parziale!) orizzontale rispetto al serbatoio di carico e quelle effettive (non utilizzate nel dimensionamento dell'impianto, ma fondamentali per la realizzazione!).

Si osserva che, di norma, l'asse del tubo si trova sempre a circa 1m50 dal piano campagna: ciò per tutelare l'acqua dai gradienti termici di superficie minimizzando al tempo stesso i costi di scavo, manutenzione e il carico cui è soggetta la tubazione.

Calcolo idraulico

Il dimensionamento delle tubazioni, come già visto, si effettua con le formule di resistenza; in particolare, vengono impiegate le formule monomie, in cui la cadente piezometrica dipende dal coefficiente di invecchiamento, la portata e il diametro del condotto (elevati a potenza, con esponenti dipendenti dal materiale del condotto) e un coefficiente di scabrezza. Tipicamente, le opere di adduzione presentano tubazioni in acciaio bitumato non saldato, corrispondente alla formula monomia di Swinemi-Veronese:

$$J = c_i \cdot b \cdot \frac{Q^a}{D^d} \cdot \frac{S_{\text{swinemi}}}{\text{Veronese}} = 1,25 \cdot 0,001456 \cdot \frac{Q^{1,82}}{D^{4,71}}$$

coeff. di invecchiamento coeff. di scabrezza

Il dimensionamento della condotta deve essere effettuato in condizione di tubi usati; è noto che la fase iniziale di esercizio di un impianto è però a tubi nuovi; occorre dunque effettuare uno studio delle dissipazioni di carico (dovute all'esercizio a tubi nuovi) e prevedere opportuni dispositivi (valvole di regolazione di portata o saracinesche) per regolare la portata in uscita; un mancato intervento implica un crescente rischio di ingresso d'aria nella condotta e i problemi ad esso conseguenti (colpo d'ariete, riduzione della capacità idrovettrice, aumento delle proprietà incrostanti dell'acqua).

Nota la portata di progetto Q occorre determinare il diametro (interno!) della tubazione; per farlo, bisogna fissare un intervallo di velocità ammissibili in base a specifici criteri tecnici:

$V_{min} = 0,4 - 0,6 \text{ m/s}$ nelle applicazioni: $= 0,5 \text{ m/s}$ la velocità minima limita i tempi di detenzione dell'acqua nello impianto (ricordiamo che vale l'ipotesi di lunga condotta) e consente al tempo stesso di non risentire dei gradienti termici, conservando il più possibile la freschezza dell'acqua prelevata e limitandone le alterazioni chimico-fisiche.

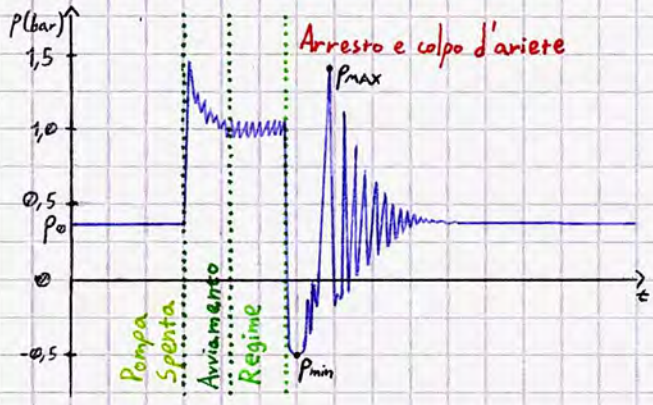
V_{max} a gravità: $V_{max,g} = 2,0 - 2,5 \text{ m/s}$ limita la quantità di moro e le vibrazioni nel condotto, che nel lungo periodo ledono le giunzioni e dunque l'impianto.

a sollevamento: $V_{max,s} = 1,5 \text{ m/s}$ l'impianto presenta una pompa o un altro supporto esterno, l'acqua viene sollevata; la velocità è minore per limitare gli effetti del transitorio da colpo d'ariete, generazione di un moto vario ed improvviso (dovuto, ad esempio, ad apertura e chiusura di valvole e pompe) che determina repentine oscillazioni di pressione che possono provocare gravi lesioni.

Il colpo d'ariete è un fenomeno idraulico che si presenta in una condotta quando si generano transitori di moto vario a seguito, ad esempio, della repentina chiusura di una valvola o della rapida apertura di una condotta chiusa in pressione.

Esso consiste in un'onda d'urto di pressione che si origina a causa dell'inerzia di una colonna di liquido in movimento che impatta contro una parete, ad esempio quella di una valvola chiusa in maniera improvvisa. L'intensità del colpo e il valore della pressione massima dell'onda possono raggiungere livelli tali da generare il collasso delle condotte.

Il tratto a sollevamento è più suscettibile al colpo d'ariete a causa della presenza della pompa, componente elettromeccanica che fornisce energia all'acqua a valle: se la pompa si arresta bruscamente, si registra una repentina depressione seguita da rapide e drastiche oscillazioni fino al raggiungimento del livello di energia dell'acqua in condizioni di pompa spenta. Lo studio del fenomeno analizza il numero di oscillazioni e la loro entità; per i fini strettamente applicativi si introducono le grandezze seguenti:



• Ritorno della condotta τ [s], tempo che la perturbazione impiega per percorrere l'intera lunghezza della condotta 2 volte.

$$\tau = \frac{2L}{c}$$

\swarrow lunghezza della condotta
 \searrow celerità di propagazione delle perturbazioni

• Celerità di propagazione delle perturbazioni [m/s]

$$c = \frac{\sqrt{E/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{D_i E}{s E}}}$$

\uparrow Fluido
 \uparrow Tubazione

$E =$ modulo di comprimibilità dell'acqua
 $E_{H_2O} = 2 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$
 $\rho =$ densità dell'acqua (1000 kg/m^3)
 $D_i =$ diametro interno della condotta
 $s =$ spessore della condotta
 $E =$ modulo di elasticità della tubazione

In base alla durata della manovra di apertura/chiusura o di altri fenomeni che possono causare colpi d'ariete, si distinguono:

• Manovra brusca: $t < \tau$ le sovrappressioni sono più gravose, vale la Formula di Allievi:

$$\Delta P_{max/min} = \pm \frac{c}{g} v_0$$

• Manovra lenta: $t > \tau$ vale la formula di Allievi-Mitand, le sovrappressioni sono di minore entità:

$$\Delta P_{max/min} = \frac{2L \cdot v_0}{g \cdot T}$$

\ll per definizione

$\Delta P =$ variazione di pressione generata dal colpo d'ariete [m]
 $g =$ accelerazione di gravità [m/s^2]
 $v_0 =$ velocità del liquido a regime [m/s]
 $T =$ durata della manovra [s]

Dalla dipendenza da v_0 si osserva che la limitazione alle velocità di esercizio nel condotto si rivela necessaria anche per limitare l'entità del fenomeno!

Nella pratica professionale si tende dunque verso manovre lente per limitare le repentine variazioni di pressione; inoltre, spesso si prevedono degli organi smorzatori del moto vario (come un volano) sulla pompa i quali, per inerzia, rallentano l'arresto del dispositivo in caso di interruzioni dell'alimentazione.

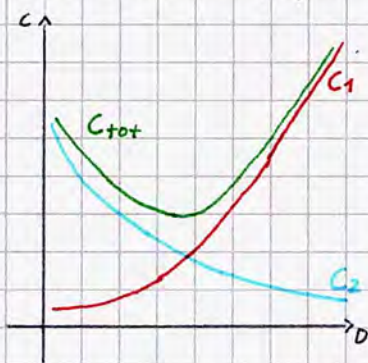
Non potendo limitare direttamente la velocità della manovra, nella progettazione è necessario intervenire sulla velocità a regime.

È possibile osservare da tabelle caratteristiche delle tubazioni in funzione del materiale che riportano, al variare del diametro nominale, i valori delle grandezze relative alla valutazione del colpo d'ariete (s, D_i, c), assumendo $E = 2 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$ e $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ e sapendo che:

$E_{\text{Acciaio}} = 2 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$
$E_{\text{PEad}} = 1,3 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$
$E_{\text{CLS}} = 3 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$

che la celerità di propagazione tra CLS e Acciaio è comparabile (ma il calcestruzzo vibrocompreso è molto più fragile!); applicando la formula di Allievi si osserva che $\Delta P_{\text{max,min}}(\text{PEad}) = 1/4 \Delta P_{\text{max,min}}(\text{Acciaio})$, di contro però il ritmo della condotta τ è di 4 volte maggiore rispetto all'Acciaio! Ne segue che una manovra lenta in una tubazione in PEad deve essere eseguita in un tempo almeno 4 volte maggiore rispetto ad una effettuata in una tubazione in Acciaio.

Solitamente, un impianto presenta uno schema idraulico misto: le opere di adduzione hanno impianti che operano con tratti a gravità e tratti a sollevamento, soprattutto per una questione di minimizzazione dei costi: in un generico diagramma diametro-costo le funzioni di costo relativi alla posa in opera dell'impianto e dei costi energetici annui legati al consumo elettrico della pompa presentano differenti proporzionalità rispetto al diametro (diretta per la spesa dell'impianto, inversa per la spesa energetica annua); la soluzione ottima è coincidente con il minimo della combinazione lineare delle due aliquote.



C_1 spesa d'impianto

C_2 spesa per l'energia annua (si riduce all'aumentare di D perché si riducono le perdite di carico e quindi H_m - prevalenza manometrica)

Più in generale, per minimizzare efficacemente i costi - tenendo conto anche della quota della vasta di sconnessione, che da un lato sottrae al colpo d'ariete il tronco a gravità, dall'altro di rendere meno gravoso il colpo d'ariete per il tronco a sollevamento, si considerano le aliquote seguenti:

C_1 : costo di acquisto e posa in opera della condotta a gravità [€/m];

C_2 : costo di acquisto e posa in opera della condotta di mandata [€/m];

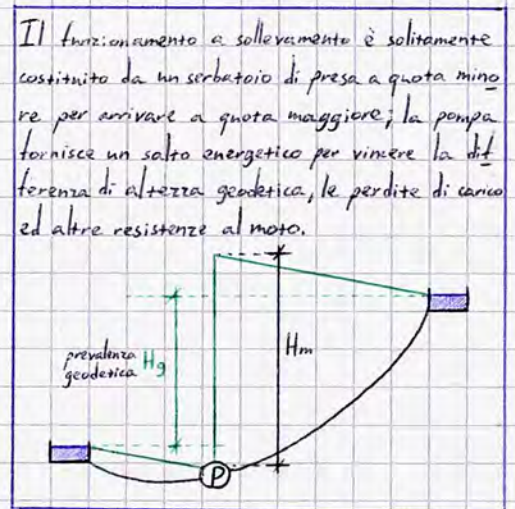
C_3 : costo dell'energia elettrica annua utilizzata [€/anno]

Si osserva che i tre costi non sono tra loro omogenei; si introduce dunque il tasso di interesse annuo che, con l'andamento dell'inflazione, determina che il costo energetico annuo si omogeneizza alle aliquote precedenti e va svalutandosi di anno in anno; il tasso di inflazione si dovrebbe stimare; nella pratica acquedottistica si impiegano tabelle o ci si riferisce ad un tasso di interesse di base (di progetto, nell'ordine del 3-4%) e della vita utile dell'opera (50 anni per un impianto di adduzione); a rigore si effettua il seguente calcolo:

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

con i = interesse di base (nell'ordine del 3,0% \rightarrow 0,03)
 n = vita utile dell'opera (50 anni per un'adduzione)

Tasso di interesse annuo [1/anno]



Ne segue che $C_{\text{tot}} = r C_1 + r C_2 + C_3$

Tramite l'applicazione del tasso di interesse annuo i costi sono tra loro omogenei; dunque è possibile valutare il costo totale.

A prescindere dallo schema idraulico (gravità/sovrallimento) per dimensionare l'impianto minimizzando i costi bisogna rappresentare le cadenti piezometriche in funzione del diametro delle tubazioni a partire dal pelo libero del serbatoio di partenza (nel caso di uno schema sollevamento-gravità, si parte dal serbatoio di arrivo considerando una quota di 5m dal pelo libero del serbatoio per tener conto di dissipazioni dovute alla presenza di molti pezzi speciali nella camera di manovra); l'intersezione tra piezometriche a gravità e asse dell'acquedotto identifica il punto di partenza dell'impianto a sollevamento.

Pur essendo spesso fornito dai produttori come costo al kilogrammo o al metro lineare, bisogna saper calcolare a rigore i costi:

$$C_{1[2]} = \pi \cdot D_m \cdot s \cdot L \cdot \gamma_{\text{condotta}} \cdot C_{\text{tub/kg}}$$

D_m = diametro medio della condotta [m]

$$C_3 = P_n \cdot C_{\text{kWh}} = 9,81 \cdot Q \cdot \frac{H_m}{\eta} \cdot n \cdot C_{\text{kWh}}$$

prevalenza manometrica [€/kWh]

$\gamma_{\text{cond.}}$ = peso specifico della condotta [N/m^3]

n = ore di funzionamento annuo [ore/anno]

η = rendimento del gruppo motore-pompa [-]

Dimostrazione: calcolo di C_1

Una tubazione è all'incirca un cilindro cavo, il cui volume è pari alla traslazione della sua sezione (forma circolare)

$$V_{\text{tub}} = \pi \frac{(D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2)}{4} \cdot L;$$

$$V = \pi \frac{(D_e - D_i)(D_e + D_i)}{4} L;$$

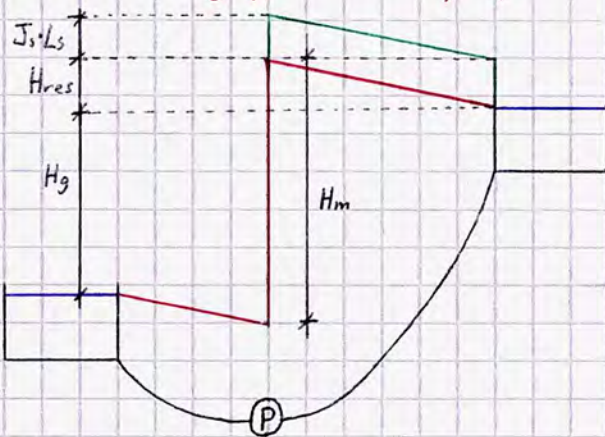
$$V = \pi \frac{(D_e - D_i)}{2} \frac{(D_e + D_i)}{2} L;$$

$$V = \pi s D_m L.$$

Sapendo che il peso della tubazione è pari al suo volume per il peso specifico del materiale di cui la tubazione è composta, e moltiplicando per il costo a kilogrammo del materiale si ha il costo della tubazione:

$$C_1 = \pi s D_m L \gamma_c C_{\gamma/kg}$$

Selezione del gruppo motore-pompa



La selezione del gruppo motore-pompa comporta l'individuazione, tra i modelli disponibili in commercio, del dispositivo prestazionalmente più conveniente alle condizioni operative d'impianto.

Bisogna dunque selezionare il gruppo motore-pompa che, per il valore di portata Q^* di progetto, fornisce al flusso idrico un carico energetico H_m uguale (soluzione ottimale) o maggiore - entro limiti ammissibili - all'altezza manometrica H_m^* richiesta dall'impianto.

È necessario verificare che il punto di funzionamento del gruppo corrisponda ad elevati rendimenti η , quanto più prossimi alle condizioni di massimo rendimento (BEP - Best Efficiency Point).

Bisogna inoltre garantire che il gruppo operi in assenza di fenomeni di cavitazione, analizzando il carico netto assoluto di aspirazione (NPSH, net positive suction head).

In un impianto con funzionamento idraulico a sollevamento bisogna considerare, come espresso dalla aliquota C_{kWh} , la possibilità di funzionamento dell'impianto elevatorio in una delle seguenti modalità:

- Continuo - 24h al giorno;
- 16h al giorno;
- 8h al giorno.

Dal punto di vista dell'impianto, un funzionamento discontinuo comporta:

- Aggravi economici: pompe di maggior potenza, tubazioni di mandata di diametro maggiore, vasche di compenso in cui si accumula l'acqua quando l'impianto non è in uso;
- Risparmio: legato ai costi del personale addetto all'esercizio dell'impianto, che richiede almeno 2 addetti per turno di lavoro, con turni da 8h; può convenire ridurre la durata del funzionamento dell'impianto e, di conseguenza, il numero di turni.

Si distinguono gli impianti in base alla soglia dei 50 kW: stazioni con potenza minore della soglia suddetta possono essere automatizzate e controllate da remoto (in questi casi conviene l'esercizio continuo!).

La vasca di sconnessione idraulica di un impianto gravità-sollevamento coincide con la vasca di carico di un impianto sollevamento-gravità.

La pompa è un dispositivo che consente di vincere il dislivello

e le perdite di carico tra i due

serbatoi; nella linea di carico essa determina un primo tratto con delle ridotte perdite di carico - coincidente con la condotta di aspirazione - per poi indurre una prevalenza [altezza] manometrica H_m , ovvero un incremento puntuale di energia, che si compone di 3 aliquote:

H_g - altezza geodetica (dislivello tra le quote di stivato)

$J \cdot L$ - perdite di carico (si considerano trascurabili quelle della condotta di aspirazione, lunga pochi metri)

H_{res} - carico residuo, è un'energia di sicurezza rispetto al carico teorico da apportare per tener conto delle dissipazioni nella camera di manovra in prossimità del serbatoio di arrivo ed eventuali approssimazioni nelle formule di resistenza.

Si osserva che l'unico parametro variabile in funzione della portata è la cadente piezometrica J .

La prevalenza manometrica al variare della portata assume la forma di una funzione potenza (essendo Q elevata ad un esponente tendente a 2 nelle formule di resistenza):

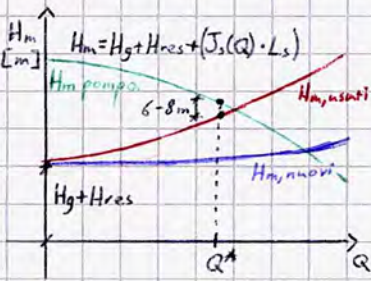
$$H_m = H_g + H_{res} + J_s \cdot L_s$$

$$J_s \cdot L_s = \Delta H_s = c \cdot \alpha \frac{Q^n}{D_s^m} L_s$$

⇓

$$J_s = f(Q^n); \quad n \rightarrow 2$$

La rappresentazione grafica di detta funzione coincide con il diagramma di una delle curve caratteristiche dell'impianto, che rappresentano la reazione dell'impianto al variare della portata; tali curve si rappresentano sia a tubi nuovi che a tubi usati (nel secondo caso la cadente piezometrica è maggiore).



Una volta note le curve caratteristiche dell'impianto si cerca un modello di pompa avente caratteristiche prestazionali compatibili con quelle dell'impianto: si considera una pompa avente curva caratteristica (offerta dal produttore) che, in corrispondenza della portata di progetto, interseca la curva caratteristica a tubi usati o, più realisticamente, è ad essa leggermente superiore. In aggiunta a ciò è necessario che la pompa abbia un elevato rendimento nelle condizioni di esercizio.

Logicamente, se la prevalenza manometrica è superiore rispetto a quella richiesta si impiega una seracinosa; si assume come accettabile il limite di dissipazione di 6-8m, oltre il quale si ritiene che la pompa selezionata sia troppo potente (la prevalenza

manometrica è infatti proporzionale alla potenza della pompa; il carico aggiuntivo da dissipare, coincidendo con una potenza assorbita, implica una maggiore spesa in termini di energia elettrica!).

Se la prevalenza manometrica della pompa selezionata è maggiore di quella di impianto a tubi usati occorre ricavare la curva caratteristica effettiva dell'impianto, che tiene conto del carico in eccesso da dissipare a seguito della maggiore prevalenza fornita dal gruppo motore-pompa. Si ottiene una curva che al valore della portata di progetto associa una prevalenza manometrica di impianto pari a quella fornita dalla pompa:

$$H_{m,pompa} > H_{m,u} = H_g + H_{res} + J_s(Q) \cdot L_s;$$

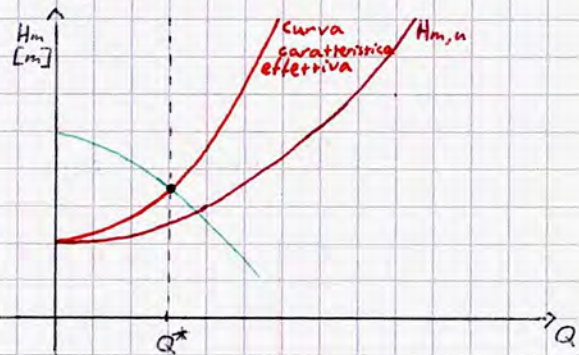
si impone l'uguaglianza tra i due termini

$$H_{m,p} = H_g + H_{res} + C_u \alpha \frac{Q^{*n}}{D^n} \cdot L_s;$$

$Q^{*n} \cdot r$ resistenza idraulica della tubazione (costituita da tutti i contributi di resistenza)

Nota la resistenza $r = \frac{H_{m,p} - (H_g + H_{res})}{Q^{*n}}$

si ottiene una funzione che al variare della portata definisce il carico effettivamente presente nell'impianto.

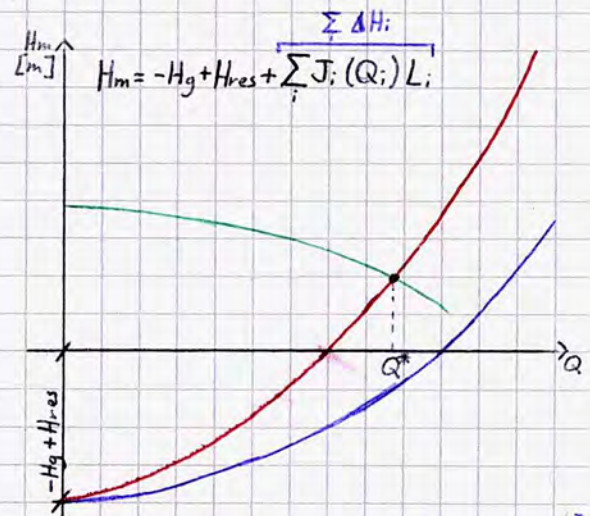
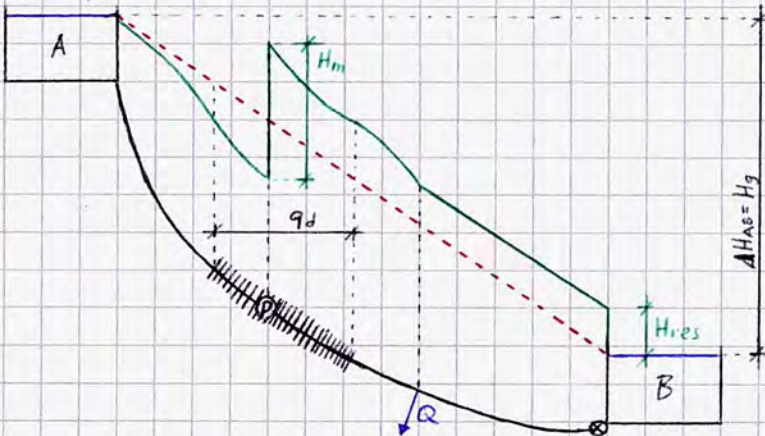


Di norma, le applicazioni idrauliche di un gruppo motore-pompa non si limitano agli impianti a sollevamento; nel caso di impianti a gravità in cui la portata erogata non è compatibile con la richiesta di progetto a causa delle resistenze al moto e le conseguenti perdite di carico del sistema (si ricorda che la linea piezometrica di un impianto a gravità tende a coincidere con la congiungente delle quote di stivore).

Se il serbatoio di presa è in grado di sostenere una maggiore portata, è possibile installare una pompa di rilancio.

In questo caso cambia la formulazione della prevalenza manometrica: $H_g < 0$, è assente una vasca di sconnessione idraulica e bisogna quindi considerare anche le perdite di carico a monte della pompa!

Si osserva infatti che, al variare della portata, la prevalenza manometrica dell'impianto è negativa: per basso portate di impianto non ha senso installare il componente. Il punto di intersezione con l'asse delle portate, ovvero in cui $H_m = 0$, coincide con la massima portata erogabile dall'impianto a gravità senza pompa di rilancio; ad esso segue l'intervallo di interesse progettuale, in cui la pompa può essere considerata.



Parametri caratteristici di un gruppo motore-pompa

Numero di giri del motore elettrico N :

$$N = \frac{60f}{P} (1-s)$$

$[N] = \text{giri al minuto (rpm)}$
 frequenza della corrente elettrica $\begin{cases} 50 \text{ Hz (Europa)} \\ 60 \text{ Hz (USA)} \end{cases}$
 s scorrimento elettromagnetico delle masse rotanti (7% $\rightarrow 0,07$)
 inerzia alla rotazione dovuta al campo elettromagnetico
 numero di coppie polari ($n=1$ e 4 ; 1 coppia polare $\Leftrightarrow N \sim 3000$)

Rendimento del gruppo motore-pompa η :

Occorre definire innanzitutto il rendimento della pompa η_p (componente idraulica) e il rendimento del motore (componente elettrico); il loro prodotto definisce il rendimento complessivo:

$$\eta_p = \frac{\text{Potenza utile (o idraulica)}}{\text{Potenza assoluta della pompa}} = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\gamma Q H_m}{P_a}$$

Tutti i rendimenti sono, per il secondo principio della termodinamica, ≤ 1 .

$$\eta_m = \frac{\text{Potenza assorbita dalla pompa}}{\text{Potenza assorbita dal motore}} = \frac{P_a}{P_m}$$

Il rendimento del gruppo motore-pompa è dunque funzione delle caratteristiche meccaniche ed idrauliche del gruppo stesso; alla massima efficienza si attesta tra il 70 e l'80%.

$$\eta = \eta_p \cdot \eta_m = \frac{P_u}{P_a} \cdot \frac{P_a}{P_m} = \frac{P_u}{P_m} = \frac{\gamma Q H_m}{P_m}$$

Si osserva che, a parità di portata, un minor rendimento del componente implica necessariamente una potenza maggiore, dunque un maggiore consumo elettrico; da ciò deriva l'importanza di operare intorno al best efficiency point, punto di massimo rendimento.

Potenza assorbita dal motore P_m :

$$P_m = \frac{\gamma Q H_m}{\eta} = \frac{9,81 Q H_m}{\eta}$$

$$\left[\frac{[\text{kN/m}^3] \cdot [\text{m}^3/\text{s}] \cdot [\text{m}]}{[-]} \right] = [\text{kW}]$$

⚠ 9,81 è γ_{H_2O} in kN/m^3 , per esprimere la potenza in kW e non W.

Numero di giri specifico N_s : di scarsa applicazione, è utile per individuare le macchine che operano in similitudine (e che dunque hanno funzionamento analogo):

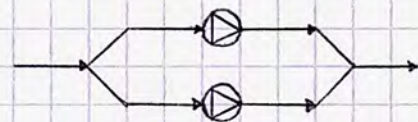
$$N_s = N \cdot \frac{Q^{1/2}}{H_m^{3/4}}$$

Installazione di pompe: elettropompe in parallelo e in serie

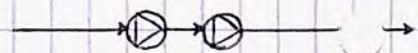
Spesso nelle applicazioni capita di preferire l'installazione di più di un dispositivo per ottimizzare il funzionamento dell'impianto, a seconda delle esigenze:

- Elettropompe in parallelo: Sono in grado di fornire, a parità di prevalenza manometrica, una portata maggiore: le due portate si sommano!

$$P_{A[B]} = \frac{\rho g Q_{A[B]} H_m}{\eta} \Rightarrow P_{tot} = P_A + P_B$$



- Elettropompe in serie: Sono in grado di fornire una maggiore energia (dunque prevalenza manometrica) all'acqua a parità di portata, consentendo elevate prevalenze a fronte di piccole portate; con l'evoluzione tecnologica si è oggi giunti alle pompe multistadio, dispositivi aventi n giranti (eliche) e dunque in grado di fornire n volte l'energia di una analoga pompa monostadio con giranti appartenenti ad uno stesso albero motore.

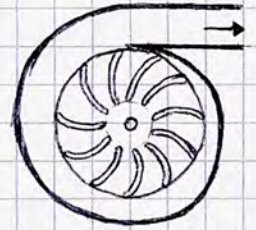


A seconda delle portate e delle prevalenze manometriche da erogare, le pompe si distinguono in più tipologie; la scelta può essere operata consultando un apposito abaco che ne distingue i domini di applicazione. Si definiscono:

- **Pompe ad elica:** operano per alte portate e basse prevalenze e sono costituite da una vera e propria elica; sono utilizzate in impianti di trattamento delle acque, impianti chimici, agricoli o industriali in cui, a fronte di portate elevate, si richiedono sollevamenti ridotti.

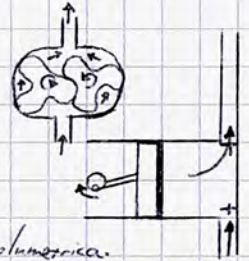


- **Pompe centrifughe:** operano per medie portate e prevalenze medio-alte, sono la tipologia più utilizzata nelle applicazioni civili e sono costituite da una girante, elemento costituito da più pale radiali che imprimono forza centrifuga sulle particelle di liquido, trasformata in energia di pressione grazie alla sezione crescente di un componente detto diffusore. La girante è inserita in una voluta (diffusore) esterna; queste pompe sono particolarmente resistenti a usura e possono operare ad un elevato numero di giri.



Se necessario, inserendo più giranti in serie è possibile realizzare pompe multistadio: sono costituite da un numero di uguali giranti (pari al numero di stadi della macchina) calettate sull'asse motore e poste in successione.

- **Pompe volumetriche:** operano per portate medio-basse e prevalenze medio-alte, sfruttano la variazione di volume in una camera per provocare aspirazione e spinta del fluido (la portata dipende dalla velocità di rotazione!). Dette pompe si distinguono in rotative e a pistone a seconda della natura del dispositivo che garantisce la variazione di volume della camera in cui passa il fluido. Il cuore umano è una pompa volumetrica.



Selezione del gruppo: procedimento operativo

- Scegliere la tipologia di pompa in funzione di portata di progetto e prevalenza manometrica di progetto;
- Individuare il catalogo tecnico di un produttore di pompe della tipologia selezionata (ad esempio, si segnala Lowara - Xitem);
- Poiché ogni catalogo presenta, per una stessa tipologia, più famiglie, è possibile selezionare la famiglia più adatta da un opportuno diagramma che ne indica le prestazioni idrauliche a 50 Hz, dunque i domini di applicabilità, in un piano $H_m^* - Q^*$ (diagramma collinare).
- Analogamente, ogni famiglia contiene al suo interno più modelli, da selezionare in un diagramma analogo relativo alla singola famiglia.
- Una volta noto il modello del produttore più adatto per l'applicazione, occorre analizzarne le curve caratteristiche. Tipicamente i modelli delle pompe sono divisi in più sottoclassi a seconda della potenza e/o del diametro della girante; tra le curve presenti si seleziona logicamente quella immediatamente superiore alle richieste di progetto per consentire sufficiente energia. Tra le curve delle varie sottoclassi sono spesso tracciate delle curve a isorendimento, che consentono di valutare la distanza tra le condizioni di esercizio della pompa e il best efficiency point (comunque, $\eta > 60\%$ nel progetto!). Solitamente, vengono presentate tre curve caratteristiche:

- Curva $Q - H_m$: è la curva descritta a p.43; curva caratteristica
- Curva $Q - NPSH$: talvolta sostituita dalla curva $Q - \eta$, consente di valutare eventuali fenomeni di cavitazione;
- Curva $Q - P$: consente di valutare il costo di esercizio del dispositivo.

• Verifica a cavitazione: si effettua tramite il calcolo del Net Positive Suction Head (NPSH).

Si definisce cavitazione un fenomeno in cui si formano zone di vapore all'interno di un liquido a causa di repentine e puntuali riduzioni di pressione in prossimità dell'estremità della girante; tali zone, essendo soggette all'elevata pressione del liquido circostante, degradano rapidamente implodendo ed esplodendo, inficiando la tenuta meccanica dell'elemento e decurtando materiale dalla girante. In generale si distingue tra cavitazione gassosa e vaporosa a seconda delle specie chimiche coinvolte; in realtà nelle applicazioni idrauliche ordinarie ci si confronta esclusivamente con la seconda.

Si distingue inoltre tra cavitazione viaggiante (belle che si muovono con il liquido e possono - a seconda del campo di moto - espandersi, contrarsi o riassorbirsi nella massa liquida) o fissa (si ha il distacco del flusso dalla superficie lambita e si forma una cavità sulla superficie interna del condotto).

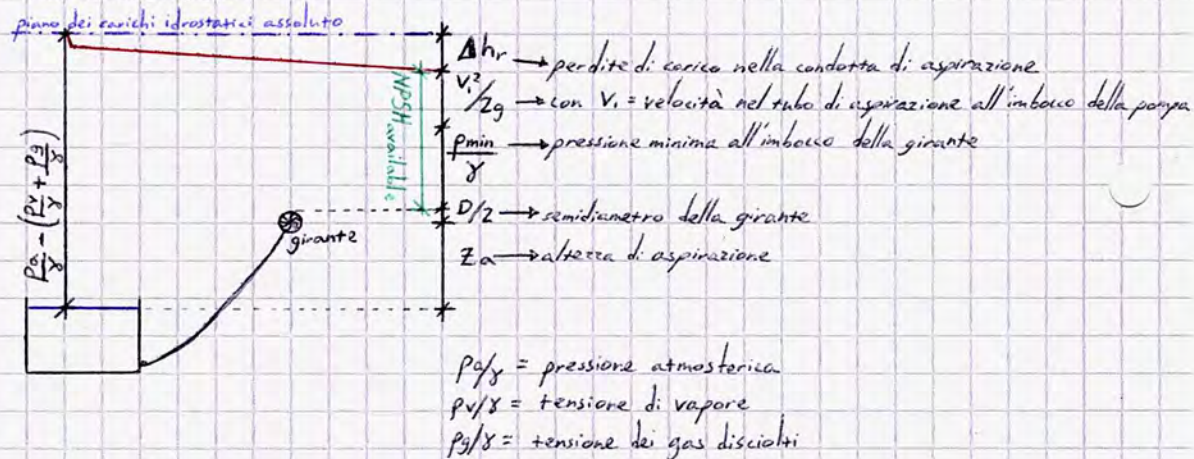
Si possono distinguere più livelli di cavitazione:

- Incipiente: è possibile sentire crepitii intermittenti nella tubazione;
- Critica: il crepitio è continuo;
- Danno incipiente: Visibili abrasioni sulla girante per effetto delle implosioni delle cavità;
- Chocking: Collasso fisico della componente.

La cavitazione determina i seguenti effetti:

- Modifica idrodinamica del flusso e riduzione della capacità idrorettrice;
- Danni sulla parete del condotto e sulla girante;
- Effetti estranei, accompagnati o meno da danni ed abrasioni;
- Caduta della curva caratteristica $Q-H_m$ della pompa e del suo rendimento η ;
- Disadescamento della pompa (non aspira H_2O);
- Rumori e vibrazioni;
- Corrosione dei passaggi interni della pompa.

Per verificare e garantire che il fenomeno non si verifichi, la normativa chiede una verifica del carico netto assoluto di aspirazione dell'impianto (NPSH available), carico energetico assoluto da garantire alla girante affinché non si generi il fenomeno: è necessario che esso risulti maggiore del carico netto assoluto di aspirazione della pompa (NPSH required), cui si aggiunge tipicamente 1m come carico di sicurezza.



Si osserva che, essendo la verifica attuata in termini di pressioni assolute, l'altezza del piano dei carichi idrostatici è definita come differenza tra l'aliquota di pressione atmosferica e la somma tra tensione di vapore e dei gas disciolti (se presenti; solitamente no) decurtato dalle perdite di carico delle tubazioni.

Z_a = distanza verticale tra la quota di sfioro della vasca di carico e il baricentro della girante.

$p_3/\rho g = \emptyset$ (non sono presenti gas disciolti)

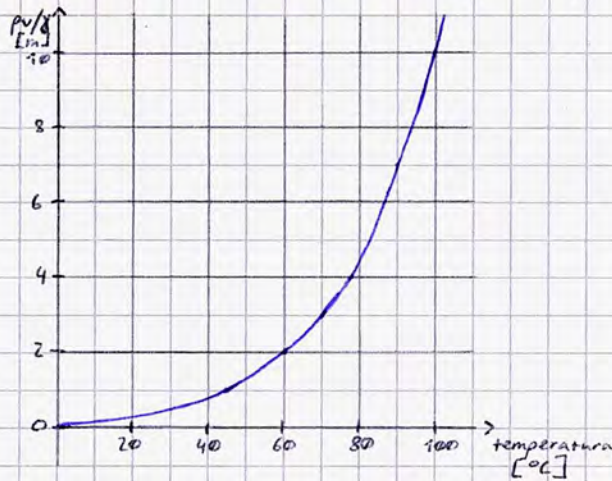
$D/2$ = raggio della girante (dato fornito dal produttore)

Δh_r = deriva dal calcolo con una formula di resistenza, con $L = 3m$ (lunghezza tipica di una condotta di aspirazione) e D = diametro della condotta di aspirazione (da catalogo)

Il calcolo di P_a/γ (pari a 10,33 m.s.l.m.m. se la girante si trova al livello medio mare) si calcola in funzione della quota della girante; la legge ha andamento lineare:



Il calcolo della tensione di vapore P_v/γ va effettuato ad almeno 40°C ($n \approx 0,85 - 0,86 \text{ m}$); poiché a 45°C tale valore assume carattere unitario (1m) si preferisce operare con un leggero margine di sicurezza per semplificare i calcoli. L'andamento della legge è in questo caso parabolico.



Secondo la norma UNI EN 12845/2009, si ha che:

$$NPSH_{\text{available}} = \frac{P_a}{\gamma} - \left(\frac{P_v}{\gamma} + \frac{P_g}{\gamma} \right) - \left(z_a + \frac{D}{2} \right) - \Delta h_r$$

$$NPSH_{\text{required}} = \Delta h^* + \frac{V_d^2}{2g}$$

Δh^* è la pressione minima della pompa per non avere cavitazione (funzione delle caratteristiche della macchina)

$$NPSH_{\text{available}} - NPSH_{\text{required}} \geq 1 \text{ m}$$

Solitamente, $NPSH_{\text{required}}$ si ricava dalle curve fornite dal produttore (curva $NPSH$)

Nel calcolo di $NPSH_{\text{available}}$, si ha che:

- P_g/γ è trascurabile
- Δh_r si desume dal calcolo con formule di resistenza in funzione di Q^* e $D_{\text{aspirazione}}$
- Z_a dipende dalla posizione della pompa: se essa opera sopra battente (sopra il pelo libero del serbatoio) si ha una condizione più gravosa; infatti, essendo $Z_a > 0$ $NPSH_{\text{available}}$ si riduce, dunque vi è meno energia nello impianto che tutela dalla cavitazione.
Se la pompa opera sotto battente, $Z_a < 0$ e si ha dunque maggiore sicurezza (applicazione più frequente); in tal caso si effettua un ulteriore studio ipotizzando che il serbatoio sia quasi vuoto e che la pompa operi sopra battente (si postula cioè che il livello idrico tenda a 0) imponendo, per le tipiche installazioni, $Z_a = 1 \text{ m}$ (condizione più gravosa della verifica).

È anche possibile calcolare la massima altezza di aspirazione $Z_{a,max}$, massima quota al di sopra del pelo libero del serbatoio a cui poter posizionare la pompa affinché non si generino fenomeni di cavitazione, imponendo $NPSH_{available} = NPSH_{required} + 1m$:

$$Z_{a,max} = \frac{P_a}{\gamma} - \left(\frac{P_v}{\gamma} + \frac{P_s}{\gamma} \right) - \frac{D}{Z} - \Delta h_r - \frac{v_1^2}{2g} - \Delta h^* - 1m$$

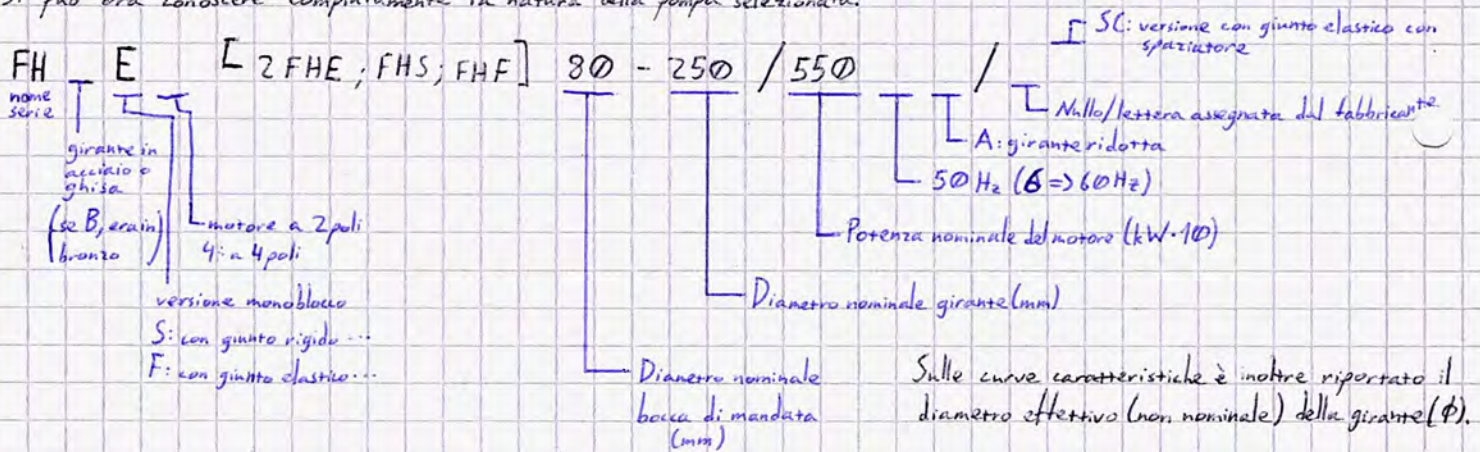
Fissata quindi la quota geodetica di riferimento del serbatoio e scelto il modello di pompa, Z_0 decresce all'aumentare della portata in quanto aumenta sia $v^2/2g$ che la perdita di carico Δh_r nel tubo di aspirazione.

Esempio

Supponiamo di avere un impianto con $Q^* = 30 \text{ L/s}$ e $H_{m,n}^* = 83,0 \text{ m}$. Adoperiamo il catalogo di pompe Lowara-Xitem, individuando nella serie FH le caratteristiche prestazionali di nostro interesse.

Nel diagramma collinare si osservano due differenti famiglie: FHE4-2FHE4-FHS4-FHF4 e FHE-2FHE-FHS-FHF; essendo la portata espressa in m^3/h nel diagramma occorre convertire $Q^* = 108 \text{ m}^3/\text{h}$; si osserva che occorre selezionare la seconda famiglia; passando al diagramma dei modelli appartenenti alla famiglia si ricava analogamente che il modello da impiegare è il 80-250.

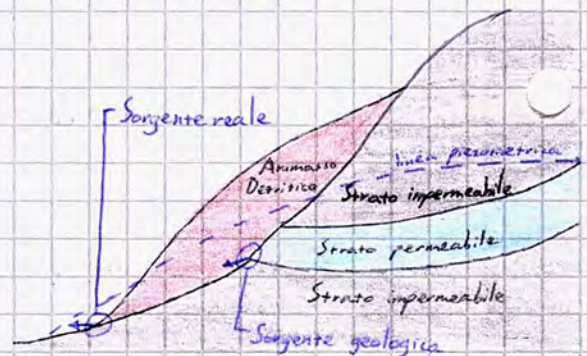
Si può ora conoscere compintamente la natura della pompa selezionata:



Fonti di approvvigionamento idrico

Le opere di captazione (Gallerie, pozzi, opere di sbarramento...) sono realizzate in funzione della fonte di approvvigionamento; è possibile distinguere tra:

- Sorgenti:
 - Gallerie
 - Cunicoli di raccolta
- Falda:
 - Pozzi
 - Trincee drenanti
- Corsi d'acqua, Bacini naturali/artificiali:
 - Opere di sbarramento
 - Torri di presa



Si definisce sorgente un affioramento naturale delle acque di falda, localizzato in punti ben precisi o diffuso su un'area più vasta; l'affioramento si realizza nei punti in cui la linea piezometrica di falda interseca il piano di campagna.

A seconda della natura della falda da cui si origina la sorgente, essa si classifica in sorgente freatica od artesiaiana.

Si distingue inoltre tra sorgente geologica — punto in cui l'acqua fuoriesce dalla falda geologica, entrando in uno strato/ammasso detritico permeabile e geologicamente recente — e sorgente reale, punto in cui l'acqua emerge dal piano di campagna, dunque anche dallo strato detritico recente.

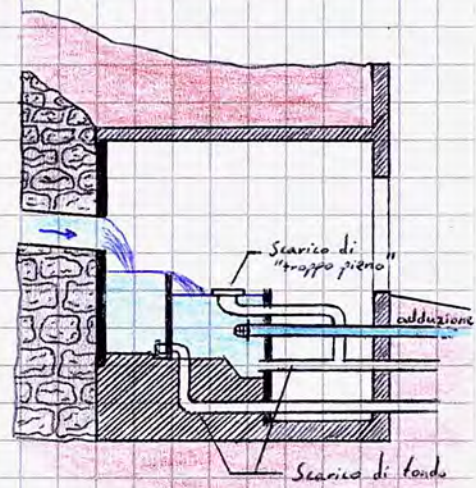
Secondo la classificazione di Canavari, poi ripresa da Marchetti, le sorgenti si possono inoltre distinguere in sorgenti di:

- **Vetta**: si manifestano a quote prossime a quelle delle vette delle montagne; sono dovute alla presenza di fessure nella roccia che si propagano fino ad una certa profondità: l'acqua penetra nelle fessure e si arresta nel loro punto finale.
- **Detriti**: si manifestano quando l'acqua penetra in detriti o depositi alluvionali su uno strato impermeabile. La sorgente affiora nel punto in cui la componente detritica finisce; è importante definire la posizione dello strato impermeabile.

- **Emergenze:** si generano in presenza di una incisione di uno strato permeabile (in cui fluisce una falda superficiale o profonda), posto su uno strato impermeabile.
- **Fessurari:** si manifestano in corrispondenza di fessure nelle rocce; si presentano in rocce calcaree, caratterizzate da ampie fessure e sono tipicamente generate dalle acque piovane, determinando di conseguenza una forte stagionalità. Possono determinarsi anche in una falda artesiiana, attorcidente a seguito della generazione di una fessura in uno strato impermeabile superiore.
- **Strato [Deflusso]:** simili a quelle di emergenza, si distinguono dalle prime perché, invece di essere determinate da una incisione occasionale del terreno (comportando la formazione di portate ridotte), si verificano quando l'orografia del terreno è tale da mettere allo scoperto una falda freatica che poggia su uno strato impermeabile.

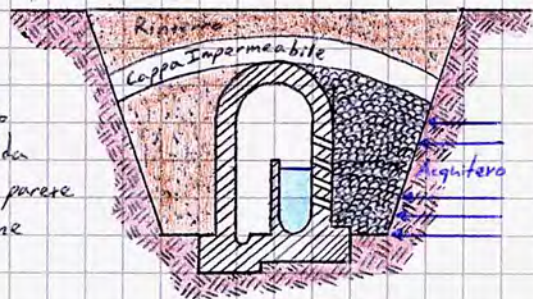
Le opere di presa da sorgente, distinte in base alla tipologia di sorgente, sono essenzialmente accomunate nella loro organizzazione funzionale: pur essendo l'acqua di sorgente dotata di elevate caratteristiche di potabilità, essa può trasportare detriti che possono danneggiare l'impianto adduttivo; si realizzano dunque dei vari con più camere cui segue un bacino di calma dal quale viene prelevata l'acqua da immettere nell'impianto adduttivo. Per realizzare un'opera di captazione, bisogna:

- Mettere a nudo l'altioramento geologico (rimuovendo gli ammassi detritici formatisi e scavando cunicoli di presa);
- Porre particolare attenzione nella realizzazione del manufatto, evitando di provocare una strizione della falda e una conseguente variazione della quota di altioramento.
- Per sorgenti altioranti in un singolo punto bisogna realizzare un cunicolo di opportuna lunghezza e predisporre sistemi di drenaggio per evitare l'ingresso di acque superficiali. Si preferisce che il cunicolo sia praticabile (attraversabile da una persona) per attività di pulizia e manutenzioni;
- Al cunicolo segue l'edificio di presa, costituito da più camere e con apparecchiature e pezzi speciali per la misura della portata e la derivazione.
 - Per sorgenti a portata media, sono presenti una camera di raccolta (con vasca di sedimentazione dove la velocità del fluido è pari a $0,10 - 0,20 \text{ m/s}$) ed una camera di presa (dove si effettua il prelievo con tubi di drenaggio, forati e con reti magliate che agiscono da filtro e che implicano la necessità di una manutenzione continua per ridurre l'occlusione);
 - Le sorgenti a portata alta ($> 30 \text{ l/s}$) sono caratterizzate da impianti di dimensioni e complessità maggiori, costituiti da camera di raccolta (prima sedimentazione), vasca di controllo delle portate (con stramazzo Thompson), vasca di sedimentazione (di dimensione longitudinale prevalente e in cui il liquido scorre lentamente per consentire la sedimentazione delle particelle sospese) e una camera di presa finale. (p.36)
 - Nelle sorgenti a bassa/limitata portata si ha una camera di raccolta che funge anche da vasca di sedimentazione e di misura della portata prima dell'opera di presa.



Quando il prelievo deve essere eseguito in più punti e per notevoli portate, si utilizzano delle gallerie drenanti: il principio è lo stesso di un normale battino di presa a camera; principale differenza è la modalità di prelievo, che avviene lungo una direttrice.

La galleria viene realizzata per escavazione nel terreno (se profonda, può presentare dei pozzi di areazione al suo interno); realizzato lo scavo viene costruito il manufatto di presa vero e proprio, con un successivo risopimento realizzato in un materiale ad alta permeabilità sul lato a contatto con la falda per favorire il deflusso, ulteriormente garantito da forature magliate sulla parete corrispondente della galleria; il tutto viene isolato da contaminazioni esterne tramite una cappa impermeabile.



Come anticipato, le falde si dividono in due macrocategorie

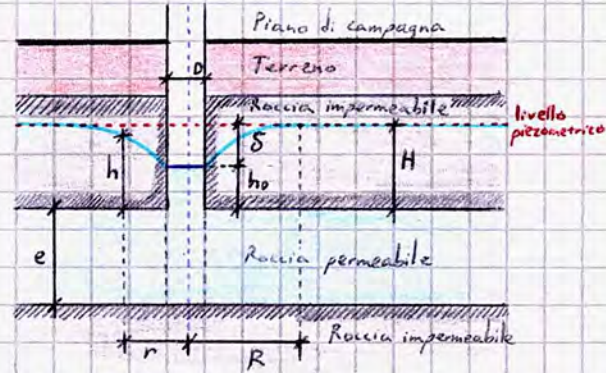
- Falda freatica (falda libera superficiale)
- Falda artesianiana (falda in pressione)

in realtà, se la zona permeabile contenuta tra due strati impermeabili non è saturata (a differenza della falda artesianiana, avere pressione tale da determinare livelli di pressione piezometrici superiori alla superficie di fondo della falda superiore) si parla di falda libera e profonda.

Portata emungibile da falda artesianiana

Si definiscono le seguenti grandezze:

- e : Potenza della falda (spessore dello strato permeabile);
- H : Livello piezometrico di falda indisturbata;
- h_0 : Livello piezometrico della falda al pozzo;
- S : Depressione della falda dovuta all'emungimento;
- D : Diametro del pozzo;
- R : Raggio di influenza dell'emungimento.



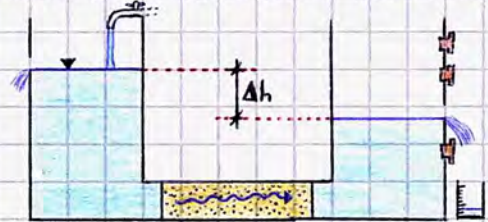
Essendo la falda in pressione, il suo carico energetico in assenza di pozzo si trova a quota maggiore rispetto alla superficie di fondo della falda superiore; con la realizzazione del pozzo come impianto di prelievo e pompaggio si registra una depressione S , corrispondente con una variazione del livello piezometrico.

La depressione ha un andamento pseudoparabolico tale che ad una distanza R (raggio di influenza dell'emungimento) si raggiunge nuovamente il livello piezometrico di falda indisturbata.

Si osserva dunque che in un pozzo artesianiano il livello idrico è maggiore di quello di falda, ma vale l'inverso per il livello piezometrico.

La valutazione della portata emungibile da falda artesianiana si caratterizza con la legge di Darcy, che descrive il passaggio di un fluido in un mezzo poroso valutando la portata in funzione delle perdite di carico dovute alla natura del mezzo stesso.

La legge è stata elaborata realizzando un dispositivo costituito da due serbatoi, uno costantemente alimentato e con uno scarico di troppo pieno per garantire il pelo libero costante ed uno terminale con più orifici che garantiscono la trascinazione. L'acqua è vincolata al passaggio nel mezzo poroso che il fluido deve attraversare; il livello idrico raggiunto nel secondo serbatoio è funzione delle perdite di carico dovute al mezzo.



Si ha quindi che:

$$Q \propto \Delta h ; Q = v \cdot \sigma ; J = \frac{\Delta h}{L}$$

Legge di Darcy: $v = f \cdot J$

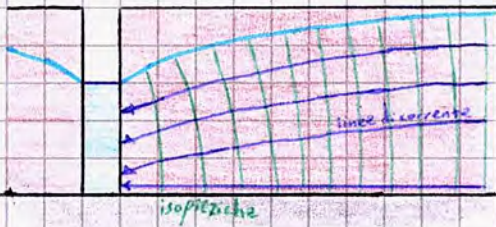
- Con Δh = gradiente idraulico [m]
- f = coefficiente di filtrazione [m/s]
- J = cadente piezometrica [m/m]

velocità di infiltrazione: dipende da un coefficiente di infiltrazione f (maggiore in terreni più porosi)

Tipo di terreno	f (m/s)
Ghiera pulita	$10^{-2} - 1$
Sebbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} - 10^{-4}$
Limo e sabbia argillosa	$10^{-9} - 10^{-5}$
Limo	$10^{-8} - 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$
Roccia non fessurata	$10^{-12} - 10^{-10}$

Per stimare in via schematica la portata di emungimento dalla falda si può applicare l'ipotesi di Dupuit - Forchheimer ("Dupui - Forchheimer"), che afferma che le superfici isopieziche (alla stessa pressione) di falda possono essere considerate come superfici cilindriche verticali coassiali; ne segue che la distribuzione delle pressioni è idrostatica e il flusso è ortogonale alla superficie equipotenziale. Ne segue che la velocità ha solo componente orizzontale, con direzione radiale rispetto ai cilindri.

Questa ipotesi è valida rigorosamente ad una sensibile distanza dal punto di emungimento (falda indisturbata; non si risente della depressione della falda) e sul fondo dello strato permeabile (essendo a contatto con lo strato impermeabile, la linea di corrente è parallela ad esso); poiché essa consente di considerare nulla la componente verticale di velocità, ovvero tale che la filtrazione avvenga solo per propagazione orizzontale.



Caso reale: assenza dell'ipotesi di Forchheimer

Dimostrazione e determinazione numerica della portata emungibile da falda artesiane:

$$Q = v \cdot \sigma$$

$$v = f J$$

$$\sigma = 2\pi r \cdot e$$

$$J = dh/dr$$

equazione della continuità

legge di Darcy

Superficie isopiezica nell'ipotesi di Dupuit-Forchheimer, attraverso cui passa ortogonalmente il campo di velocità.

Sostituendo i vari termini nell'equazione di continuità:

$$Q = f \cdot J \cdot 2\pi r e = f \frac{dh}{dr} \cdot 2\pi r e;$$

$$\frac{Q}{2\pi e f} \frac{dr}{r} = dh;$$

integrando ambo i membri;

$$\frac{Q}{2\pi e f} \int_{D/2}^R \frac{1}{r} dr = \int_{h_0}^H dh;$$

gli estremi di integrazione individuano l'area sottesa dalla curva che definisce la variazione del livello piezometrico tra falda e pozzo.

$$\frac{Q}{2\pi e f} [\ln(r)]_{D/2}^R = H - h_0;$$

$$\frac{Q}{2\pi e f} \left[\ln R - \ln \left(\frac{D}{2} \right) \right] = H - h_0;$$

$$\frac{Q}{2\pi e f} \ln \left(\frac{2R}{D} \right) = S \implies Q = \frac{2\pi f e S}{\ln \left(\frac{2R}{D} \right)}$$

portata emungibile da falda artesiane

Si osserva che la portata emungibile da falda artesiane è linearmente proporzionale alla depressione della falda S . Inoltre, essendo il diametro del pozzo al denominatore dell'argomento del logaritmo posto a denominatore si osserva che per aumentare la portata emungibile non conviene aumentare il diametro del singolo pozzo. Difatti, è preferibile installare più pozzi ad una distanza reciproca di almeno $2R$ per evitare che la presenza di un pozzo interferisca con il pozzo ad esso adiacente, determinando una linea piezometrica che non si ripristina al livello di falda indisturbata.

Il raggio d'influenza dell'emungimento R è funzione della natura del terreno; in prima approssimazione si può considerarsi pari a $50 - 100 D$; più nel dettaglio si assume $R = 100 - 200 m$ per terreni fini, $R = 250 - 500 m$ per terreni medi e $R = 700 - 1000 m$ per terreni grossolani: più un materiale è grossolano, più è poroso, maggiore è il coefficiente di filtrazione e quindi il singolo pozzo ha una maggiore influenza.

Portata emungibile da falda freatica

La logica è analoga a quanto visto per la falda artesiane, con l'eccezione che il pelo libero dell'acqua definisce la linea piezometrica di falda.

Si ha quindi che:

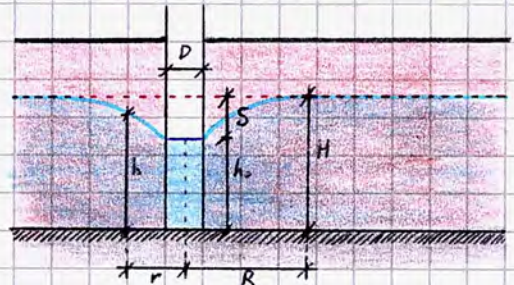
$$Q = v \cdot \sigma$$

$$v = f J$$

$$\sigma = 2\pi r h$$

$$J = dh/dr$$

nell'ipotesi di Dupuit-Forchheimer



Dunque, $Q = 2\pi r h f J = 2\pi r h f \frac{dh}{dr}$;

$$\frac{Q}{2\pi f} \frac{dr}{r} = h dh;$$

Si ha quindi che

$$\frac{Q}{2\pi f} \int_{D/2}^R \frac{dr}{r} = \int_{h_0}^H h dh;$$

$$\frac{Q}{2\pi f} [\ln(r)]_{D/2}^R = \left[\frac{h^2}{2} \right]_{h_0}^H;$$

$$\frac{Q}{2\pi f} \left[\ln(R) - \ln\left(\frac{D}{2}\right) \right] = \frac{H^2 - h_0^2}{2};$$

$$\frac{Q}{2\pi f} \ln\left(\frac{2R}{D}\right) = \frac{(H-h_0)(H+h_0)}{2} = \frac{S(H+h_0+S)}{2};$$

$$\frac{Q}{2\pi f} \ln\left(\frac{2R}{D}\right) = \frac{S(2H-S)}{2} \implies Q = \frac{\pi f S(2H-S)}{\ln\left(\frac{2R}{D}\right)}$$

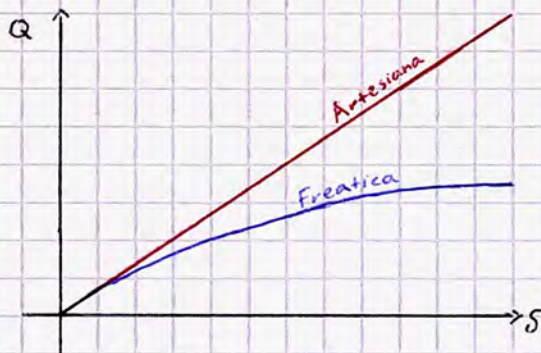
portata emungibile da falda freatica

Si osserva che la portata emungibile da falda freatica è quadraticamente proporzionale alla depressione della falda S ; nuovamente, per aumentare la portata emungibile da falda conviene, più che aumentare il diametro del singolo pozzo, installare più pozzi a distanza reciproca di almeno $2R$, con R pari a quello valutato per la falda artesianiana.

Rispetto al diagramma teorico, in una falda freatica si verifica il fenomeno di sorgente sospesa: il livello d'acqua raggiunto nel pozzo in realtà è inferiore rispetto al livello di falda sulla parete del pozzo; il salto è dovuto a perdite di carico localizzate nell'impianto di emungimento, dovuto al passaggio d'acqua attraverso le pareti del pozzo e attraverso il filtro per la pompa.



Note le formule della portata emungibile, è possibile diagrammare e confrontare le curve caratteristiche delle due falde (comparabili fissando D, R, e, f, H):



Fino ad una depressione di circa 5m le curve possono essere ritenute confrontabili; successivamente divergono in maniera anche molto significativa; per $S=15m$ la portata emungibile da falda artesianiana è pari a circa il triplo rispetto a quella emungibile da falda freatica.

Per l'emungimento da falda esistono due differenti tipologie di pompe:

- **Pompa sommersa:** è sostanzialmente costituita da un'asta verticale alla cui testa è presente la componente meccanica; viene sommersa alla profondità di esecuzione dell'emungimento.

- **Ad aspirazione:** Opera sopra buttante; per problemi di altezza di cavitazione può operare solo per emungimenti a piccole profondità, con tubi di aspirazione non troppo lunghi. La pompa viene solitamente installata in un cunicolo accessibile; la tubazione di aspirazione presenta un filtro in testa.

Di norma, un pozzo freatico viene realizzato con un primo scavo, individuando l'altezza di falda al suo livello indisturbato; si realizza un basamento in calcestruzzo sul quale si impostano degli strati permeabili attorno alle pareti del pozzo, sovrastati da uno strato impermeabile che favorisce la presa ed è a sua volta sovrastato da un riempimento in argilla o altro materiale impermeabile che impedisce contaminazioni dell'acqua.

In epoche più recenti, e soprattutto per pozzi artesiani, sono state elaborate nuove tecniche di realizzazione:

- **Percussione:** Tecnologia tradizionale, utilizzata per pozzi di ridotta profondità. Si esegue la perforazione tramite un utensile collegato ad un argano; per evitare il collasso del terreno si inserisce solitamente una tubazione provvisoria di rivestimento, installata ogni 4m di perforazione. L'avanzamento procede attardando prima la tubazione per poi proseguire con lo scavo.

- **Percussione a secco:** Si utilizzano utensili più avanzati con pistoni idraulici, che possono operare fino a 600 m di profondità con diametri dagli 8 ai 60 cm. Tale tecnologia presenta un basso impatto ambientale (non si utilizzano tanghi per lubrificare il terreno da perforare), consente di interrompere l'operazione per valutare attentamente il tipo di terreno e le falde e garantisce un ridotto pericolo di interferenza con altri pozzi di un campo pozzi.
- **Perforazione a rotazione:** si distingue in base alla circolazione diretta (la testa rotante rilaschia i tanghi lubrificanti, che nella perforazione risalgono le pareti del pozzo e vengono reimmessi) o inversa (i tanghi vengono colati da una vasca laterale nelle pareti del pozzo e aspirati dalla testa centrale per garantire il ricircolo); l'azione di perforazione avviene grazie al movimento rotatorio della scialpelle all'estremità inferiore della batteria di perforazione. Con questa tecnica è possibile realizzare fori a grande diametro (8-150 cm) per profondità dai 10 ai 5000 m, con elevata velocità di perforazione.
- **Intissione con avanzamento a cannaio:** si effettuano più penetrazioni a diametri decrescenti e profili longitudinali maggiori (o con diametri esterni decrescenti e profilo interno costante). Sono particolarmente efficaci per profondità di scavo maggiori di 50 m in terreni di difficile penetrazione.
- **Pozzi a raggiera:** nella parte terminale del pozzo si intiggono delle tubazioni orizzontali disposte a raggiera, consentendo un'influenza su una grande estensione di falda.

Lo sviluppo di un pozzo, ovvero il complesso di operazioni eseguite dopo il completamento del pozzo e prima della sua messa in esercizio, è costituito dalle seguenti fasi:

- **Rimediare ai danni recati all'acquifero a causa della perforazione** (migliorare la capacità filtrante verso il pozzo);
- **Pompaggio spinto:** emungimento di portate molto maggiori di quelle di esercizio per rimuovere il materiale sottile accumulatosi intorno ad esso;
- **Pompaggio alternato o riflusso:** arresto della pompa sommersa, dopo averla fatta funzionare con una piccola portata, generando un riflusso del pozzo verso l'acquifero. L'operazione è ripetuta più volte con portate sempre maggiori fino ad estrarre acqua pulita;
- **Pistonaggio:** inserimento di un pistone nella tubazione di rivestimento, di diametro leggermente inferiore a quello del filtro, facendolo muovere in maniera tale da creare un moto alternato tra acquifero e pozzo, particolarmente efficace per rimuovere il materiale sottile nei suoi pressi;
- **Aria compressa:** immissione di aria ad alta pressione che genera un movimento d'acqua dal pozzo verso l'acquifero;
- **Getto d'acqua o lavaggio del filtro:** indirizzamento di getti d'acqua a pressione elevata contro superfici molto piccole del filtro con una serie di ugelli soggetti a movimenti rotativi e verticali. Con velocità di 50 m/s si rimuovono i grani più sottili nel terreno e si lava il filtro;
- **Lavaggio:** soluzione acqua-polifosfati di sodio che riesce a rompere e far flocculare il pannello di fango che aderisce alla parete del terreno.

In base alle tecnologie di impianto, i pozzi si distinguono in:

- **Ordinari:** praticabili, di sezione circolare con diametro minimo di 1 m e profondità di 10-12 m, presentano rivestimento in muratura o in calcestruzzo (per elevate portate, $5 m < D < 6 m$). Si esegue prima uno scavo con armature di sostegno provvisorie, realizzando il rivestimento dal basso verso l'alto per attendimento successivo per effetto del peso proprio dei conci. Il rivestimento supera il piano campagna, ove necessario si predispone un vano dedicato all'installazione delle pompe sopra battente (pompe ad aspirazione, di altezza massima 5-6 m).

- **Autoaffondanti:** L'intissione nel terreno del rivestimento del pozzo avviene per autoaffondamento generato dal peso proprio della struttura, che prevede un rivestimento interiore in acciaio per facilitare la discesa dell'elemento nel terreno permeabile. Come per i pozzi ordinari, possono prevedere un opportuno vano per installare una pompa sopra battente con altezza di aspirazione di 6-12m
- **Impianto a Wellpoint:** utilizzato per trincee per la realizzazione di opere geotecniche e strutturali in cui gli operai devono lavorare in condizioni asciutte; si realizzano dei pozzi per perforazione intorno l'area di scavo che, attraverso un pompaggio continuo, garantiscono l'abbassamento del livello di falda. Si compone di:
 - Gruppo aspirante: pompa in grado di aspirare l'acqua fino a prevalenze elevate;
 - Collettore di aspirazione: collegamento tra i wellpoint e la pompa;
 - Wellpoints: punte aspiranti con una serie di filtri metallici o plastici che garantiscono un'elevata aspirazione senza esportare particelle solide;
 - Tubazione di scarico: allontanamento dell'acqua aspirata dall'area di scavo, con eventuali pompe di rilancio.
 - Filtri: realizzati in materiali resistenti a corrosione, sostengono le pareti del pozzo, lasciano passare l'acqua trattenendo i sedimenti. Si caratterizzano in funzione del grado di apertura (superficie aperta / superficie totale del filtro), con area complessiva delle aperture tale da garantire velocità nell'ordine di 3-4 cm/s per terreni sabbiosi e 2 cm/s per terreni limosi.

Opere di presa da invasi e corsi d'acqua

Si realizza un'opera di sbarramento (determinando un invaso a monte dal quale si attinge l'acqua) o un pozzo d'acqua fluente (trasversa). In entrambi i casi è possibile prevedere un impianto di pompaggio; ad esempio, per laghi artificiali si ricorre spesso alla costruzione di torri di presa, aventi più bocche di presa attivate in funzione del livello idrico raggiunto dall'invaso. La presa più bassa deve essere ad una quota sufficientemente minore al livello minimo dell'invaso per evitare il prelievo di aria. Bisogna inoltre prevedere una camera di movimentazione degli organi di regolazione.

Tubazioni metalliche, lapidee e ceramiche, plastiche

Le tubazioni a fini acquedottistici si dividono in tre categorie:



Tubazioni metalliche: generalità

I criteri di scelta di una specifica tipologia di tubazione sono:

- Disponibilità del materiale sul mercato;
- Impatto ambientale della soluzione;
- Criticità d'uso;
- Caratteristiche proprie della tubazione:

Strutturali: peso specifico γ ; modulo elastico E ; conduttività termica; resistività elettrica; celerità di propagazione.

Geometriche: diametro D ; spessore s ; lunghezza della canna L ; tipologia di giunzione; rivestimento interno (conducibilità idraulica) ed esterno (corrosione).

Di seguito una tabella con le classiche applicazioni di materiali nei sistemi con funzionamento a pressione o a pelo libero.

Le tubazioni in ghisa costituiscono il materiale di utilizzo classico a fini acquedottistici per la possibilità di resistere ad alte pressioni.

A PRESSIONE	A PELO LIBERO
Materiali metallici	
Acciaio (adduzione) Ghisa sferoidale (distribuzione)	Ghisa sferoidale (drenaggio urbano)
Materiali Lapidari	
Cemento armato (adduzione) C.A.P. (adduzione) T.A.D. (tubazione ad armatura diffusa-adduzione)	Cemento (sezioni circolari ed ovoidali) Gres Cemento con fibra di vetro e CPC
Materiali plastici e compositi	
PVC (impianti irrigui), PVC/A (alloy) PEad (distribuzione) PREV (adduzione e distribuzione)	PVC PEad PREV

La ghisa sferoidale e il CLS sono in disuso negli impianti di adduzione e drenaggio perché suscettibili a corrosione e degrado; sono ora utilizzati negli impianti di drenaggio.

Il PVC resiste a basse pressioni; con l'evoluzione tecnologica si realizza il PVC/A (alloy, lega: è un ibrido con il PEad) che può essere utilizzato per tubazioni in pressione.

Il PREV offre ottime caratteristiche meccaniche ma richiede costi elevati, essendo raffinato.

Le tubazioni a parete strutturata presentano costolature sulle pareti esterne per garantire una buona rigidità circonferenziale per grandi diametri (la tipologia è sempre più diffusa per impianti fognari in virtù del ridotto spessore).

La scelta del materiale dipende soprattutto da:

- Destinazione d'uso (adduzione, distribuzione, drenaggio);
- Pressioni di esercizio (inclusi eventuali effetti di colpo d'ariete);
- Caratteristiche geomorfologiche, meccaniche, chimiche ed elettrochimiche dei terreni di posa;
- Caratteristiche chimiche e biologiche del liquido o del refluo da convogliare.

A parete strutturata
PEad (corrugato e spiraleto)
PVC

Tubazioni metalliche

Acciaio

Lega Ferro-Carbonio con tenore entro il 2%; è molto utilizzato nelle opere di adduzione perché è resistente ad elevate pressioni; presenta rivestimenti interni in bitume o resine epossidiche per ridurre l'attrito e rivestimenti esterni bituminosi o in polietilene per limitare gli effetti corrosivi sulla tubazione, dovuti ad esempio alla differenza di potenziale elettrochimico tra terreni di differente natura o la presenza di correnti vaganti (come per la messa a terra degli edifici) che determinano la realizzazione di una reazione REDOX, dunque la corrosione.

Tecnicamente, gli acciai possono anche contenere del silicio in lega, tale che $\%C + \frac{1}{6} \%Si = 2,00$.

La capacità di resistenza della tubazione è funzione della classe di resistenza dell'acciaio; in una tipica opera di adduzione la pressione interna agente è di 15 bar (~ 150 mmHg).

In funzione del processo produttivo della tubazione si distinguono 2 tipologie di elementi:

Classe	DN (mm)	s (mm)	P (bar)
Fe 360	200	5	64
Fe 430	200	5	70
Fe 510	200	5	97

• Senza saldatura: presenta migliori caratteristiche meccaniche, sono tipicamente tubazioni realizzate col processo Mannesmann.

• Con saldatura: la saldatura definisce un punto di debolezza, la cui entità è variabile a seconda della geometria della saldatura stessa.

Le tubazioni in acciaio non saldato vengono realizzate principalmente tramite il processo Mannesmann - sviluppata nel 1885 - con un laminatoio costituito da due cilindri obliqui non coassiali (con angolo di 10° l'uno rispetto all'altro) in cui viene inserito un massello in acciaio a sezione circolare (con lunghezza minore della lunghezza definitiva e diametro maggiore del diametro definitivo); in una prima fase il massello viene modellato con una conformazione grossolana per poi entrare in contatto con un mandrino (punta metallica) che genera il foro interno; attraversando le sezioni successive i due diametri vengono regolarizzati, rendendo uniforme la superficie esterna dell'elemento che lascia il laminatoio come un cilindro obliquo come cilindro cavo di grosso spessore e limitata lunghezza.

L'elemento attraversa dunque un laminatoio a passo di pellegrino (costituito da rulli asimmetrici che avanzano di due moduli tornando indietro di uno) che ne riduce lo spessore (aumentando la lunghezza). Ne risultano tubazioni di elevate caratteristiche meccaniche, di lunghezza media 12 m e diametro massimo di 9000 mm; lunghezza simili consentono di limitare il

numero di giunzioni e dunque di elementi che caratterizzano la perdita idrica del sistema.

I tubi saldati sono realizzati con procedimenti differenti in funzione del tipo di saldatura; in una prima fase si forma il rullo, geometrizzato e affinato qualitativamente con rulli o presse.

Le saldature sono classificate in base alla loro direzione:

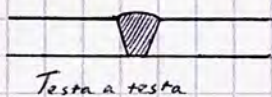
- longitudinale
- trasversale
- elicoidale: tipologia più prestazionale poiché è difficile che si determinino delle direttrici preferenziali di rottura; consente inoltre la realizzazione di diametri fino a 30000 mm, utilizzati nelle metropoli.

Infine, esistono le tubazioni realizzate con processo Frete-Moon, in cui un nastro di acciaio viene piegato in dei rulli formatori e riscaldato fino a 13000 °C (calor bianco: il materiale emette una radiazione luminosa bianca) in maniera tale da poterlo modellare nuovamente e garantire la formazione dell'elemento cilindrico e, prendendo i bordi l'uno contro l'altro, garantire una saldatura priva di cordone.

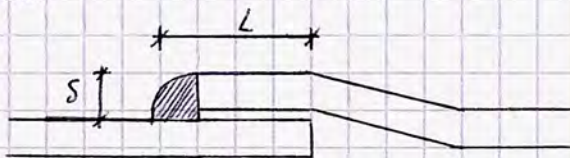
In una qualunque tabella diametro esterno - spessore - massa lineare, si può osservare che il rapporto spessore - diametro varia da circa $1/12$ per piccoli spessori fino a $1/34$ per spessori maggiori; ciò è dovuto ad un limite tecnologico dovuto al processo produttivo che richiede uno spessore minimo il che implica che i piccoli diametri hanno uno spessore maggiore rispetto a quello richiesto.

Giunzioni: Le giunzioni di tubazioni in acciaio sono di più tipologie in base alla tecnologia realizzativa:

Il perfezionamento della saldatura elettrica ha consentito l'utilizzo di giunti saldati a bicchiere cilindrico ($DN \leq 125$ mm) o sferico/di testa ($DN \geq 150$ mm), che consente deviazioni piano-altimetriche fino a 5° ; per piccoli diametri è anche possibile la giunzione saldata testa a testa.



Testa a testa



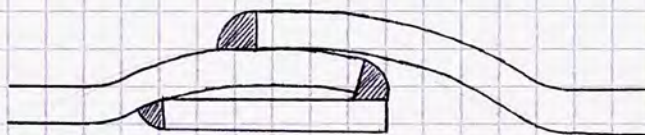
Bicchiere cilindrico (S minore, L maggiore)

Le giunzioni flangiate prevedono un anello alle estremità delle canne, saldate di testa.

La giunzione, con interposizione di una guarnizione e serraggio di bulloni, è rigida e richiede che i pezzi siano coassiali.

Ne segue che la giunzione non è adatta per tubazioni interrate, anche perché i bulloni sarebbero suscettibili a corrosione; sono infatti

utilizzate solitamente in impianti che richiedono l'assemblaggio di pezzi speciali e/o apparecchi. La guarnizione elastomera, con diametri compresi tra il diametro interno e la bullonatura, garantisce la tenuta idraulica anche ad elevate pressioni.



Bicchiere sferico (S maggiore, L minore)

Fino agli anni '80 venivano inoltre utilizzate le giunzioni a bicchiere senza saldatura, resa solida inserendo nell'intercava pedine maschio-femmina della corda catramata e una colatura di piombo; la tecnologia ora prevede una guarnizione elastomera di tenuta ma è comunque poco utilizzata nelle applicazioni acquedottistiche.

A queste si aggiungono alcune giunzioni speciali, così dette perché soggette a diritto d'autore o costituenti particolari caratteristiche tecnologiche:

- Giunto Victaulic: è un anello a manicotto esterno con alloggi per due tubazioni; è molto utilizzata nelle reti di distribuzione per la rapidità di montaggio e per la possibilità di prevedere orifizi aggintivi per gli allacci degli edifici.
- Giunto Gibault: viene utilizzato come giunto di smontaggio e per collegare materiali di diversa natura (non saldabili tra loro o con diametri esterni differenti) grazie alle guarnizioni di tenuta in gomma.
- Giunto di smontaggio: costituito da 2 o 3 flange collegate tramite tiranti, consentono efficaci interventi di manutenzione e sostituzione perché è possibile un leggero movimento telescopico che garantisce una forza di distacco più elevata che garantisce lo smontaggio anche dopo che la guarnizione si è ingottata e che si sono determinati degli stati depressivi interni. Viene sempre posizionato nella condotta di mandata della pompa per la sua manutenzione.

• Giunto sterico: utilizzato a fini irrigui, consente una facilità di montaggio e smontaggio ed elevate deviazioni planaltimetriche; si garantisce l'ammorsamento tramite una leva e la tenuta grazie ad una guarnizione.

Rivestimenti esterni: per evitare la corrosione del materiale le tubazioni metalliche richiedono sempre di opportuni rivestimenti. Il rivestimento più rigoroso è in polietilene, applicato ad estrusione a banda laterale o a calza in funzione del diametro del tubo o con nastri applicati a freddo con una preventiva sabbiatura della superficie, una applicazione di un primer di fondo e la sovrapposizione di nastri; è però una soluzione molto onerosa, seconda solo ai rivestimenti poliuretanici (strato spesso con rivestimento protettivo dai raggi UV). Il rivestimento più utilizzato è quello bituminoso, di tipo normale (con due strati di feltro-vetro) o pesante (uno strato di tessuto-vetro ed uno di feltro-vetro), da realizzare in conformità con le prescrizioni della norma UNI-ISO 5256/87 che definisce le modalità di scelta delle materie prime, di preparazione delle superfici e di applicazione. Infine, il rivestimento viene protetto con l'applicazione di latte di calce che lo preserva nelle fasi di stoccaggio del tubo rispetto ai raggi UV.

Rivestimenti interni: svolgono principalmente la funzione di ridurre fortemente la scabrezza della superficie interna della tubazione, riducendo così le resistenze al moto, ovvero le perdite di carico. Il rivestimento può essere realizzato con malta cementizia, vernici epossidiche o bitume. La malta ^{concentrica} epossidica, ad esempio, viene centrifugata con getti elicoidali, poi levigata.

Corrosione: principalmente dovuta alle correnti vaganti, che determinano il comportamento da anodo della tubazione, sul quale dunque avviene la componente ossidativa della reazione di ossidoriduzione. Nel caso di differenza di potenziale dovuta alla natura dei terreni, l'aggressività del terreno dipende dalle caratteristiche chimiche, fisiche, biologiche; un'efficace schematizzazione globale del suo comportamento è la resistività elettrica: i terreni argillosi e quelli saturi di acqua marina hanno un'elevata corrosività specifica. Se la condotta interessa terreni di natura diversa, essa si comporta da pila geologica, determinando una circolazione di corrente al suo interno (una parte funge da anodo, l'altra da catodo). Si determinano diversi livelli e andamenti corrosivi a seconda del campo elettrico che si genera (corrosione uniforme, galvanica - localizzata per diverse resistenze dei materiali e quindi localizzata - in fessura, pitting - per turbolenza, cavitazione o fretting - sotto sforzo, a fatica o da idrogeno).

Esistono due possibili approcci alla protezione del tubo dalla corrosione:

- Protezione passiva: attuata con strati di rivestimento esterno continui, aderenti al materiale e resistenti all'attacco del terreno.
- Protezione attiva: si realizza fornendo elettroni alla struttura metallica (tubazione sotterranea e non), con due diversi processi:
 - Anodi sacrificali [galvanici]: la struttura da proteggere è collegata ad un metallo meno nobile (più reattivo) come Zn, Mg, Al, formando una coppia galvanica. L'anodo si corrode più rapidamente del tubo, che agisce da catodo e si corrode più lentamente di quanto farebbe.
 - Corrente impressa: la tubazione è connessa ad un generatore di corrente elettrica come terminale negativo; un anodo viene posto a congrua distanza. Si genera un campo elettrico a circolazione continua che passiva l'acciaio e riduce la corrosione. La distanza tra anodo e catodo è di circa 100m, con anodi solitamente in grafite. La tecnologia è evidentemente onerosa, di difficile realizzazione in ambito urbano (è preferita negli impianti adduttivi).

Principali proprietà dei materiali per tubazioni

Materiale	(-)	Acciaio	Ghisa	PE ad	PVC	PRFV	Cemento
ρ	(kg/m^3)	7900	7100	945-965	1370-1450	1780-1810	2200
E	(kg/cm^2)	$2,1 \cdot 10^6$	$1,22 \cdot 10^6$	$\sim 9 \cdot 10^3$	$\sim 3 \cdot 10^4$	$1-2 \cdot 10^5$	$2-3 \cdot 10^5$
σ_Y	(kg/cm^2)	2300-3600	3500-4000	~ 240	≥ 480	≥ 2000	≥ 150
C	($\text{kcal}/\text{h} \cdot \text{m} \cdot ^\circ\text{C}$)	30	53	0,47	0,13	0,20	1,30
ϵ^*	($\text{mm}/\text{m} \cdot ^\circ\text{C}$)	0,012	0,0107	$> 10^{15}$	$> 10^{12}$	$\sim 10^{14}$	-

Ghisa

La ghisa è una lega Ferro-Carbonio con tenore di carbonio compreso tra il 2% e il 6% e tenore di silicio inferiore al 3%; il processo produttivo è logicamente differente rispetto a quello delle tubazioni in acciaio, e determina spessori maggiori a parità di diametro. Inoltre, essendo la ghisa non saldabile, le tubazioni in questo materiale sono flangiatae o, più frequentemente, presentano giunzioni a bicchiere con guarnizione elastomerica. Per tutti questi motivi il materiale è spesso applicato nella rete di distribuzione: il maggiore spessore implica una maggior resistenza alla corrosione (più aggressiva a causa della presenza di linee metropolitane, edifici, correnti vaganti ed altri servizi) e la giunzione consente una più rapida smontabilità per interventi di manutenzione.

Rispetto all'acciaio le cante sono mediamente più corte ($\approx 6m$), il che consente di adeguarsi alla conformazione articolata dell'ambiente urbano; inoltre la maggior parte dei pezzi speciali è realizzato in ghisa, dunque si ha una maggior disponibilità dei suddetti sul mercato.

Fino agli anni '60-'70 veniva realizzata principalmente la ghisa grigia [grafite lamellare], lega a circa $1300^{\circ}C$, materiale con struttura cristallina a lamelle interne che determinano direzioni preferenziali di rottura.

A partire dalla scoperta negli anni '50, successivamente trova sempre maggiore applicazione la ghisa sferoidale, ottenuta aggiungendo piccole percentuali di magnesio alla lega a circa $1350^{\circ}C$. Con tale operazione il carbonio cristallizza in sferoidi che limitano l'insorgenza di linee preferenziali di rottura e caratteristiche meccaniche confrontabili con quelle dell'acciaio per le tubazioni.

A seconda del diametro delle tubazioni si distinguono due processi produttivi:

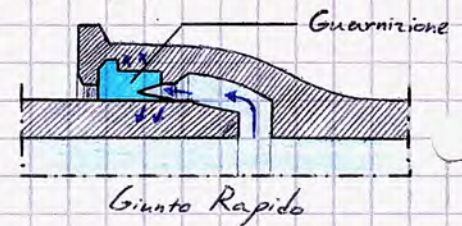
- Centrifugazione De Lavand - Arens ($DN \leq 600$)
- Centrifugazione Wet Spray ($DN > 600$)

In entrambi i metodi la ghisa fusa viene versata attraverso una siviera in una conchiglia raffreddata ad acqua posta in veloce rotazione e traslazione e con una parte terminale che riproduce la sagoma interna del giunto a bicchiere. Una volta solidificato, il tubo viene estratto e condotto ad un tornio di rifinitura per l'attinazione. Nel procedimento wet spray si aggiunge una centrifugazione con getto di malta per aumentare le caratteristiche meccaniche.

Come anticipato, la giunzione più diffusa nelle applicazioni è il giunto a bicchiere di tipo rapido, in cui la tenuta è garantita dall'accoppiamento per la compressione radiale dell'elastomero avente terminazione a coda di rondine per sfruttare la pressione interna dell'acqua come sollecitazione partecipante alla forza attrittiva della guarnizione, che spinge sul bicchiere e sul tubo ad esso connesso.

Un altro vantaggio del giunto rapido è la sensibile riduzione della suscettibilità della tubazione all'attacco dell'apparato radicale in virtù della sua elevata tenuta (oltre all'elevato spessore del materiale).

Un'evoluzione di questa tipologia di giunto è il giunto a bicchiere express, dotato di una contraflangia bullonata in aggiunta alla guarnizione che consente una maggiore tenuta idraulica (utile ad elevate pressioni).



Il rivestimento interno più diffuso per le tubazioni in ghisa è la malta cementizia, applicata per centrifugazione in maniera tale da determinare una superficie liscia, compatta ed aderente alla ghisa.

Per quanto riguarda i rivestimenti esterni le tubazioni in ghisa sono solitamente soggette a zincatura in virtù del potere autocicatrizzante degli ioni zinco in occasione di un evento corrosivo, garantendo una protezione duratura delle condotte. Il rivestimento è inoltre rivestito a sua volta da uno strato di vernice bituminosa.

Con l'evoluzione tecnologica nascono nuove tipologie di tubazioni, come la gamma natural - rugosa esternamente a causa di un rivestimento multistrato in zinco e alluminio e strato di vernice epossidica - per acquedotti (colorata di blu) e la gamma integral (rivestita in zinco e vernice epossidica rossa) per le fognature; con la colorazione differente è possibile garantire una rapida identificazione delle reti.

Tabazioni lapidee

Oltre alla tipologia già elencate, sono da ricordare i tubi in cemento amianto, molto usati in passato per il convogliamento sia a pelo libero che a pressione.

Si definisce amianto [asbesto] (nome commerciale) una serie di minerali naturali silicatici a morfologia fibrosa con ottime proprietà tecniche (è ignifugo, fonoassorbente, isolante termoelettrico, retrattario, resistente ad abrasione-usura-agenti chimici e biologici, le fibre possono anche essere filate e tessute e presentano un'alta affinità per gomme, resine e cemento), grande disponibilità in natura, bassi costi di estrazione, elevata flessibilità e leggerezza che è stato molto utilizzato nella produzione industriale mondiale.

Il cemento-amianto (AC) è stato utilizzato anche in Italia, con oltre il 75% dei prodotti dell'industria delle costruzioni che utilizzano il materiale (lastre per coperture e rivestimenti interni e esterni, condotte e pezzi speciali...).

Come è noto, a causa dell'impatto sanitario delle fibre (cancerogene), il materiale è stato bandito da tutti gli Stati membri UE a partire dal 2005 (al 2004-2005, però in Italia non è presente alcuna prescrizione in materia di smaltimento e sostituzione del materiale).

Con l'evoluzione tecnologica, ad esso viene sostituito il cemento composto con fibre sintetiche polimeriche o in vetro. Tipicamente, tali tubazioni sono tra loro giuntate con giunti Gibault o giunti rapidi a manicotto (anello esterno con incavi e guarnizioni) solitamente realizzati nello stesso materiale (non mancano però esempi di manicotti metallici).

Le tubazioni in calcestruzzo armato ordinario può prevedere armature longitudinali (a una o due gabbie coassiali) o trasversali [circonferenziali] (con ferri sagomati ad elica). Viene solitamente prodotto per centrifugazione in una cassafonda ma orizzontale rotante contenente le armature, ma può anche essere vibrato, ovvero gettato in cassette verticali e vibrato per dare maggior compattezza.

Prodotto per classi diametrali tra i 6000 e i 25000 mm, viene impiegato per importanti opere di adduzione ($L > 1000$ km) e presenta di frequente giunti maschio-femmina o a bicchiere. Per contrastare gli effetti di degrado localizzati, i pezzi speciali sono in acciaio; principale debolezza del sistema è la resistenza a trazione, dunque risente di effetti di colpo d'ariete non previsti.

Per ovviare alla problematica legata alla resistenza a trazione, vengono realizzate tubazioni in calcestruzzo armato precompresso (con armature longitudinali che garantiscono resistenza a trazione e armatura radiale che riduce gli sforzi di trazione interni al materiale).

Il materiale consente classi diametrali tra i 4000 e i 35000 mm con lunghezza media di 4m; ne segue che sono necessarie molte giunzioni; il materiale inoltre ha comportamento fragile ed un elevato peso che rende difficile la posa in opera. Le giunzioni sono solitamente a bicchiere, con spessori aumentati e rinforzo di armatura, con guarnizioni; i pezzi speciali sono in acciaio.

Esistono anche tubazioni in calcestruzzo armato ad armatura diffusa (TAD) in cui le armature hanno diametro ed interferenza molto ridotti; ciò consente spessori ridotti ed elevate caratteristiche di resistenza a trazione rispetto al CLS ordinario, presenta classi diametrali tra i 4000 e i 14000 mm con lunghezza media di circa 5m. I giunti sono solitamente a manicotto (sono difficili le deviazioni angolari), a bicchiere con anello elastomerico; esistono altre tipologie di giunzione in funzione della geometria del tubo (non necessariamente circolare; nelle fognature si impiega spesso una sezione ovoidale che consente una velocità minima di esercizio a prescindere dal pelo libero, evitando depositi di retlui; tali tubazioni presentano inoltre un fondello in gres per ridurre le resistenze al moto).

Tabazioni ceramiche

Il Gres ceramico è un materiale derivato dalla cottura di argille ad alta temperatura, prodotto per estrusione - essiccazione - verniciatura interna ed esterna a rivottura per l'affinazione della tubazione.

A causa della fragilità del materiale, le tubazioni presentano spessori elevati; le caratteristiche tecniche sono buone, con notevole resistenza ad abrasione e attacchi chimici e una superficie idraulicamente liscia, il costo di produzione è però elevato. Le tubazioni sono prodotte in classi diametrali dai 2000 agli 8000 mm per lunghezze medie di 2m, e richiedono numerose giunzioni (solitamente a bicchiere con guarnizione in resina poliuretanicca); esistono però numerosi pezzi speciali nello stesso materiale (utile per tracciati tortuosi).

A parità di caratteristiche meccaniche, il costo è circa il quadruplo rispetto al PE ad.

Le giunzioni sono elastiche, consentono movimenti di slittamento entro 1,5 cm e deviazioni angolari tra i 6° e 120°. Il coefficiente di scabrezza del materiale può essere assunto costante nel tempo.

In virtù della fragilità, bisogna prestare particolare attenzione alla posa in opera e allo stoccaggio del materiale.

Tubazioni in materiali compositi

Il CPC, materiale composito polimeri e cemento, viene utilizzato per realizzare tubazioni attraverso un processo di avvolgimento su un mandrino rotante di una malta di cemento e polimeri trasportata da un nastro permeabile fino a raggiungere lo spessore desiderato. Segue una fase di calandratura e prestagionatura in forno. I diametri variano tra 2000 e 12000 mm, con lunghezza media di 5m; le giunzioni sono a manico con anelli di tenuta in gomma o Gibault in ghisa con guarnizioni polimeriche o in gomme sintetiche.

Le tubazioni sono oggi prodotte con fibre sintetiche di materie plastiche e cellulose (che garantiscono un'efficace resistenza a trazione), vengono solitamente impiegate nello smaltimento delle acque reflue. La tecnologia di realizzazione è analoga a quella utilizzata per la produzione di tubi in cemento amianto.

Tecniche di stoccaggio

Geometria uniforme ($\frac{2000}{2000}$) o impilata a piramide ($\frac{2000}{1000}$), con conei tra i singoli tubi e con il terreno per evitare spostamenti laterali;
 Movimentazione con opportuni tiranti calibrati secondo norma;
 Impedire lo stoccaggio in terreni suscettibili a cedimenti differenziali, evitare zone acquitrinose o paludose per limitare le contaminazioni.

Tubazioni plastiche

Le tubazioni in materiale plastico presentano un comportamento fortemente deformabile; tra i materiali di questa categoria figurano alcuni materiali polimerici (PVC, PEad...).

Le caratteristiche principali di queste tubazioni sono:

- Leggerezza (lungue economia nel trasporto e nella posa in opera);
- Elasticità (la condotta può dunque adattarsi alle caratteristiche del terreno e assorbire eventuali assestamenti);
- Resistenza chimica ed elettrochimica;
- Elevata resistività elettrica e resistenza all'abrasione;
- Ridotte resistenze al moto (tubi lisci), incremento di esse nel tempo trascurabile;
- Ridotta aderenza delle incrostazioni;
- Ridotti valori della celerità di colpo d'ariete

La riduzione delle perdite di carico distribuite implica che il dimensionamento idraulico delle condotte in materiale plastico è più sensibile agli effetti localizzati (giunzioni, derivazioni, raccordi) rispetto a quelle tradizionali.

Il calcolo delle tubazioni tecnicamente liscie in riferimento alle perdite di carico viene effettuato attraverso la Formula di Darcy-Weisbach, in cui per il fattore di resistenza λ si considera la formula di Blasius o di Prandtl-von Karman; la combinazione tra Darcy-Weisbach e Blasius (che ricordiamo essere valida per $Re \leq 10^5$) fornisce l'espressione seguente, in cui K dipende dal valore della viscosità cinematica:

$$J = \frac{\Delta H}{L} = K \frac{Q^{1,75}}{D^{4,75}}$$

$$\text{Blasius: } \lambda = 0,316 Re^{-0,25} \quad \text{per } Re \leq 10^5$$

$$\text{Prandtl-von Karman: } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log(Re \sqrt{\lambda}) - 0,8 \quad \text{per } Re \leq 10^6$$

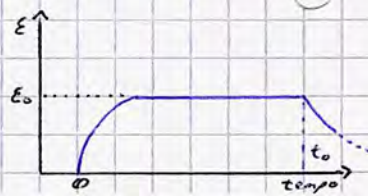
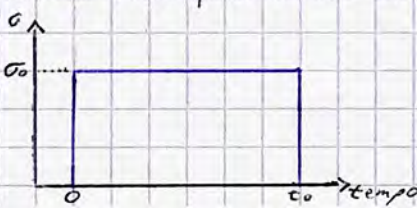
Anche la celerità di propagazione delle perturbazioni si calcola come di consueto ($c = \frac{\sqrt{E/\rho}}{\sqrt{1+(D \cdot E)/(E \cdot s)}}$), e in base al ritmo della condotta $T = 2L/c$ si distingue tra manovra brusca e manovra lenta per valutare la variazione di pressione generata dal colpo d'ariete.

Nelle tubazioni plastiche, la celerità di propagazione è di circa 3 volte più piccola rispetto a quella delle tubazioni metalliche; ciò implica che si riducono le variazioni di pressione in caso di manovra brusca aumentando, di contro, la probabilità che si verifichi la manovra suddetta a causa dell'aumento proporzionale del ritmo della condotta.

Circa la resistenza all'abrasione, si può verificare da un abaco che diagramma l'abrasion safety factor SFA, pari al rapporto tra la liner thickness [mm] e la profondità dell'abrasione [mm] le tubazioni in PEad presentano una linea che si mantiene minore di altri materiali preservando contemporaneamente una ridotta variabilità nel tempo.

A causa del comportamento viscoelastico del materiale, nelle tubazioni in materiale plastico ad una variazione istantanea del regime delle tensioni corrisponde non solo una deformazione elastica istantanea ma anche una deformazione elastica ritardata nel tempo ed una deformazione ritardata viscosa (o di scorrimento); queste ultime si verificano anche quando il carico non agisce più.

$$\epsilon = \epsilon_{iniziale} + \epsilon_{ritardate}$$



Come descritto per la verifica statica delle condotte (p.), è importante valutare la rigidità circonferenziale delle tubazioni in materiale plastico SN.

$$SN = \frac{EI}{D_{medio}^2}$$

con $I = \frac{s^3}{12}$ calcolato rispetto a una sezione rettangolare di ^{larghezza} ~~altezza~~ unitaria e altezza pari allo spessore della tubazione

$$\text{Dunque, } SN = \frac{E}{12} \left(\frac{s}{D_m} \right)^3$$

Nelle tubazioni plastiche SN è relativamente ridotta; ne segue che per classi diametrali maggiori si preferisce impiegare tubazioni a parete strutturata, che provocano un aumento di S.

Occorre considerare, in virtù del comportamento viscoelastico del materiale, anche la rigidità anulare a lungo termine (che tiene conto del long term creep factor su una vita utile di 50 anni e viene calcolata per estrapolazione), tipicamente pari al 40-65% della SN.

$$SN_{x, wet} = SN \cdot \underbrace{d_{x, wet}}_{\substack{\rightarrow \text{fattore di scorcimento (creep) a umido} \\ \rightarrow \text{tempo trascorso [s.]} \\ \text{Vita utile} = 50 \text{ anni} = 438 \text{ 0000 ore}}}$$

PoliVinil - Cloruro (PVC)

Tubazioni realizzate a partire da un polimero, ovvero una catena molecolare di monomero che si ripete un numero elevato di volte, partendo dal monomero di etilene (C_2H_4) rompendo il legame tra un carbonio ed un idrogeno favorendo l'aggregazione di un'altra struttura attraverso un atomo di Cloro.

Partendo da una polvere, la molecola è riscaldata per acquisire consistenza fluida, poi additivata per migliorarne le caratteristiche. La tubazione viene poi realizzata per estrusione e calibratura. In Italia è importante utilizzare tubazioni con marchio IIP - Istituto Italiano Plastici - che garantisce una lavorazione con rispetto delle direttive normative.

Le tubazioni aventi colorazione arancione, tra le più diffuse in commercio, presentano una ridotta resistenza a pressione; vengono infatti utilizzate con funzionamento a pelo libero (ad esempio per le pluviali).

Per le applicazioni in pressione si impiega il PVC-U rigido, con resistenza garantita fino a 25 MPa (a differenza del semplice PVC rigido, arancione, che opera esclusivamente a pelo libero).

A queste categorie si aggiunge il recente PVC-A (alloy, lega), costituito da tradizionale PVC e cloruro di polietilene (CPE); in questo modo si ottiene un materiale che racchiude in sé la resistenza del PVC-U e la duttilità del polietilene, dando origine ad un prodotto in grado di offrire un'elevatissima resistenza alla propagazione delle cricche, principale causa di rottura durante l'esercizio delle reti in pressione; ne segue che il materiale raggiunge lo snervamento prima che la cricca degeneri in una rottura fragile della tubazione.

La giunzione è a bicchiere, con guarnizione preinserita meccanicamente a caldo durante la fase di formazione del bicchiere. Con questo sistema si assicura stabilità della guarnizione e facilità di montaggio, adeguata funzionalità e tenuta idraulica ottimale nel tempo.

Il materiale consente canne di lunghezza tra i 6 e i 12 metri.

Poli Etilene ad Alta Densità (PE ad)

Materiale avente composizione polimerica come il PVC, parte da granuli; è una resina termoplastica prodotta dalla polimerizzazione dell'etilene a bassa pressione.

La protezione contro le alterazioni causate da luce e calore si ottiene aggiungendo sostanze stabilizzatrici; le tubazioni vengono prodotte per estrusione a caldo e vengono giuntate per saldatura testa a testa, elettrofusione o giunzione meccanica.

Esteticamente, dette tubazioni sono nere con una striatura di colore variabile in funzione del fluido contenuto, in maniera tale da garantire un'efficace distinzione tra tubazioni in fase manutentiva.

Si distinguono 3 classi di materiale in funzione della resistenza minima a 50 anni:

PE63 \rightarrow 6,3 MPa

PE80 \rightarrow 8,0 MPa

PE100 \rightarrow 10 MPa

Logicamente, aumentando la classe aumenta la resistenza meccanica; a questo si aggiunge il parametro SDR (standard dimension ratio, pari al rapporto tra diametro esterno e spessore D_e/s); un suo aumento implica una riduzione proporzionale dello spessore, ovvero delle caratteristiche meccaniche della tubazione.

Circa le lunghezze, per classi diametrali da DN25 a DN110 vengono realizzati rotoli da 100m; per classi da DN90 a DN1000 invece si realizzano canne di lunghezza tra i 6 e i 12m.

Le tubazioni in PE ad sono in grado di resistere a pressioni maggiori rispetto al PVC (fino a 32 bar); anche se simili alle tubazioni in PVC sono però poco usate nelle fognature, il materiale ha un marcato comportamento viscoelastico e le deformazioni sotto carico costante aumentano nel tempo (la resistenza a corrosione chimica del materiale dipende dallo stato di sollecitazione e diminuisce in presenza di elevati allungamenti).

L'effetto combinato di stress corrosion e invecchiamento è causa della comparsa di fessurazioni sulla calotta e sul fondo delle tubazioni.

Poli Etilene a Bassa Densità (PEbd)

Materiale non utilizzato a fini acquedottistici, viene realizzato in rotoli di lunghezza 100-200-300-500m in funzione del diametro e della pressione richiesta.

Poliestere Rinforzato con Fibre di Vetro (PRFV)

Materiale di colorazione verdastria a causa di resine presenti nel materiale, con striature bianche a causa delle fibre di vetro; presenta buone resistenze meccaniche ma essendo oneroso è impiegato solo per funzioni specifiche.

Il materiale non è polimerico ma composito (vetro + resina), con proprietà molto variabili in funzione di vari parametri tra cui le tecnologie di realizzazione, distinte tra:

- Centrifugal Casting: processo di centrifugazione di fibre corte di vetro in una matrice realizzata in miscela di poliestere.
- Filament Winding: avvolgimento di fibre lunghe attorno ad un mandrino rotante.

Le fibre di vetro rappresentano la parte portante della condotta; negli strati interni ed esterni sono presenti spessori di finitura di resina pura che rendono liscia la tubazione all'interno (tra l'altro non soggetta a invecchiamento) e proteggerla da agenti esterni.

Le tubazioni presentano tipicamente giunzioni a bicchiere, con lunghezze tra i 6 e i 12m e diametri massimi fino a 3000-5000mm; vengono impiegate per funzionamenti idraulici sia a pelo libero che a pressione.

PEad e PVC a parete strutturata

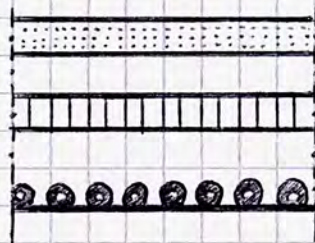
La tecnologia del tubo a parete strutturata consente di utilizzare il PE o il PVC per produrre tubazioni di notevole diametro e spessore non proibitivo caratterizzate da elevata rigidità circonferenziale conseguita grazie a costolature di diversa tipologia.

Tale tecnologia è stata adoperata per contrastare la tendenza all'ovalizzazione delle tubazioni realizzate in questi materiali, fenomeno gravoso per il deflusso di basse portate e che provoca problemi alle giunzioni.

La rigidità per queste tubazioni viene valutata sperimentalmente; esse costituiscono il risultato di un problema di ottimizzazione del materiale (simili valori di SN corrisponderebbero, per grandi diametri, a spessori di diverse decine di mm).

Le pareti sono classificate in tre tipologie:

- A1: Costruzione multistrato e a parete cava con sezioni cave assiali
- A2: Costruzione a pareti cave con sezioni di forma spiralata o radiale
- B: Costruzione corrugata (radiale o spiralata)



Verifica statica di una tubazione interrata

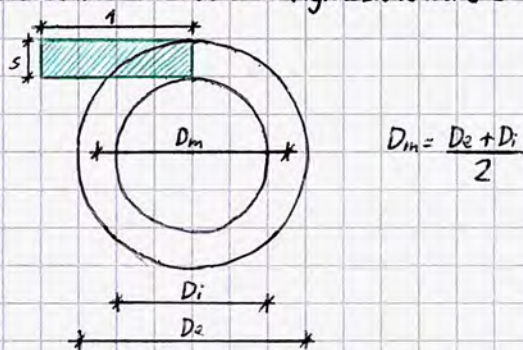
Operazione fondamentale per garantire l'integrità strutturale della condotta in fase di esercizio, è costituita da una insieme di analisi, verifiche e calcoli che consentono di valutare la risposta delle tubazioni alle sollecitazioni interne ed esterne. Si distinguono due tipologie di comportamenti nelle tubazioni, in base ai quali vengono condotte verifiche differenti:

- **Elastica/Deformabile:** si effettua una verifica a deformazione o inflessione diametrale per valutare lo schiacciamento dell'elemento; fenomeno in cui il diametro verticale si riduce e quello orizzontale aumenta, portando la tubazione a rottura.
- **Rigido:** la struttura non è deformabile; si formano crepe che minano l'integrità della tubazione portandola a rottura, si effettua una verifica a carico di rottura.

Indipendentemente dal comportamento della struttura, si effettuano anche verifiche a pressione e depressione interna. Oltre alla natura della condotta e le sue condizioni di posa, è fondamentale calcolare la rigidezza anulare [circonferenziale] SN della stessa:

$$SN = \frac{EI}{D_m^3}; \quad I = \frac{1 \cdot s^3}{12}$$

\uparrow Modulo elastico del materiale
 \downarrow Diametro medio



Nelle tubazioni di drenaggio, spesso in materiale plastico e con diametri di anello 1m, la superficie esterna è corrugata per garantire un aumento di SN !

Un altro importante parametro da tenere in considerazione è il coefficiente di elasticità in sito R , pari al rapporto tra SN e il modulo elastico del terreno E_g (valutato in laboratorio):

$$R = \frac{SN}{E_g} \begin{cases} \geq 1/12 \Leftrightarrow \text{Tubazioni rigide} \\ < 1/12 \Leftrightarrow \text{Tubazioni deformabili [flessibili]} \end{cases}$$

Il parametro E_g viene solitamente ricavato da prove edometriche (una specifica tipologia di prova geotecnica in cui un provino cilindrico di terreno, racchiuso entro un cilindro metallico per impedirne lo spanciamento e riprodurre dunque le condizioni edometriche dello stesso nel sito, in cui tale funzione è assolta dal terreno circostante, viene schiacciato tra due piastre in materiali porosi per poi ricavare un diagramma $\sigma - \epsilon$).

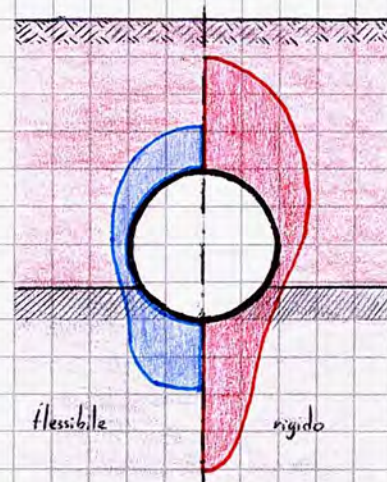
Di norma, intorno ad una tubazione si pone in opera uno strato di sabbia di media-elevata densità; in un'applicazione teorica è dunque lecito assumere valori di E_g pari a 45-50 MPa.

Tipo di Terreno	E_g [MPa]
Sabbia sciolta	10-25
Sabbia di densità media	15-30
Sabbia densa	35-55
Sabbia e ghiaia	70-180
Argilla di media consistenza	5-10
Argilla dura	10-25

Nel caratterizzare lo strato di sollecitazione in una tubazione a parità di carico agente, si osserva che il tubo deformabile è meno sollecitato della tubazione rigida in virtù della sua deformabilità; in particolare, sono meno deformate le calotte superiori ed inferiori; ciò perché il terreno di rinvancio circostante è costretto a collaborare alla resistenza.

In via preliminare è possibile definire il comportamento di una tubazione rispetto al materiale:

- CLS, Gres, materiali lapidei e ceramici determinano tubazioni rigide.
- Le tubazioni in materiali plastici sono generalmente flessibili.
- Le tubazioni metalliche sono in genere semirigide: il loro comportamento dipende da SN e dalle condizioni di posa.



I carichi agenti sulla tubazione di cui bisogna tener conto sono:

- Peso proprio della condotta e del liquido trasportato;
- Peso del terreno di riempimento della trincea di posa;
- Sovraccarichi fissi dovuti a elementi statici gravanti sul piano di posa (sovrastrutture stradali, pali della luce...);
- Sovraccarichi accidentali (sollecitazioni temporanee e periodiche, come il traffico veicolare);
- Reazioni di appoggio (sollecitazione di contrasto tra terreno di appoggio e tubazione);
- Sollecitazioni da escursioni termiche;
- Fenomeni di ritiro (condotte gettate in opera).

Verifica alla pressione interna

In funzione della geometria della tubazione, la verifica si effettua secondo una di due formule: ciò perché per diametri ridotti e pressioni di esercizio sufficientemente elevate si considerano trascurabili le sollecitazioni esterne dovute al rinterro e ai carichi mobili rispetto a quelle interne dovute alla pressione.

Si considera dunque il rapporto tra diametro interno e spessore della tubazione per distinguere i domini di applicazione delle due formule:

• Tubo sottile $\rightarrow \frac{D_i}{s} \geq 50$

Si applica la Formula di Mariotte, che ipotizza che siano trascurabili le sollecitazioni dovute al peso del tubo, quello del liquido, le reazioni di appoggio; viene inoltre irrealmente postulato che la distribuzione di pressione lungo il profilo della tubazione sia uniforme.

La formula consente di calcolare il minimo spessore necessario per resistere alla sollecitazione agente; la verifica è soddisfatta se il diametro adottato è dotato di uno spessore maggiore di quello ricavato dalla formula.

$$s = \frac{P_c \cdot D_i}{2 \sigma_{amm}}$$

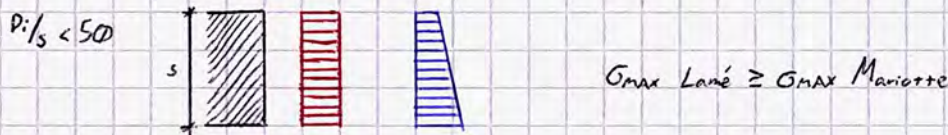
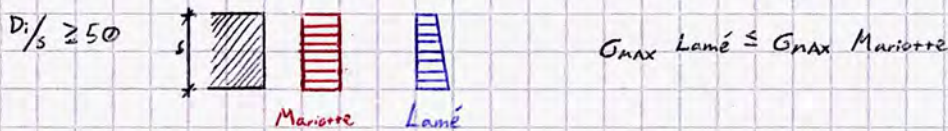
\rightarrow PRESSIONE DI COLLAUDO
 \rightarrow Diametro interno $\leq s_d$
 \rightarrow Tensione ammissibile del materiale (pari a S_y nei materiali metallici)

• Tubo grosso $\rightarrow \frac{D_i}{s} < 50$

Si applica la Formula di Lamé, che valuta la distribuzione delle tensioni all'interno dello spessore della tubazione (distribuzione formalmente trapezia) e ne analizza il valore massimo, solitamente corrispondente con l'interfaccia con il liquido. La verifica è soddisfatta se la tensione così calcolata è al più pari alla tensione ammissibile del materiale.

$$\sigma_{MAX} = P_c \left(\frac{D_o^2}{D_o^2 - D_i^2} \right) \left(\frac{D_o^2}{D_i^2} + 1 \right) \leq \sigma_{amm}$$

Come anticipato, le due formule indicano una differente schematizzazione dello stato sollecitativo nelle tubazioni:



Il calcolo della pressione di collaudo, regolato dalle Norme Tecniche per le Tubazioni, viene definito in funzione alla pressione di esercizio, pari alla pressione idrostatica cui si aggiungono le sovrappressioni da colpo d'ariete.

La pressione idrostatica è la massima pressione per il funzionamento idraulico valutata in asse alla tubazione nelle condizioni più sfavorevoli.

- Nel funzionamento idraulico a gravità, la condizione più gravosa è quella di fluido fermo ($Q=0 \Rightarrow \Delta H=0 \Rightarrow$ la linea dei carichi è orizzontale e coincidente con la quota di stioro del serbatoio di carico); si calcola la pressione agente nel punto più basso della tubazione (dove è massima l'altezza piezometrica).
- Nel funzionamento a sollevamento, in condizioni ordinarie il punto soggetto alla massima pressione è quello immediatamente a valle della pompa, soggetto ad una pressione dovuta alla prevalenza manometrica della pompa, il suo affondamento rispetto al pelo libero del serbatoio (solitamente pari a 4 m). Formalmente detta pressione non è idrostatica, viene così definita perché l'aliquota maggiore tra gravità e sollevamento caratterizza l'intero impianto.

La pressione di esercizio si calcola sommando alla pressione idrostatica le sovrappressioni da colpo d'Ariete:

$$P_E = P_i + \Delta P$$

→ tabellate:

$P_{i, \max}$ [m]	60	60-100	100-200	200-300
ΔP [m]	30	30-40	40-50	50-60

Nota la pressione di esercizio è possibile calcolare la pressione di collaudo P_c :

$$P_c = \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} P_E + 20m \\ 150\% P_E \end{array} \right. \longrightarrow \text{prevale solo per pressioni idrostatiche molto ridotte, inferiori ai } 30m$$

È dunque possibile procedere nelle verifiche.

Verifica a depressione interna (buckling)

Gli stiazi in una tubazione fungono da impianti di degesamento nel normale esercizio dell'impianto, ma assolvono anche ad importanti funzioni in fase di prima messa in esercizio, manutenzione e dismissione: una volta installato, un condotto è inizialmente vuoto; essendo "chiuso" a valle l'immissione di acqua senza stiazo comprimerebbe l'aria già presente generando sovrappressioni e riducendo la capacità idrovettrice; analogamente, in fase di svuotamento si determinerebbero degli stati depressivi e un effetto risucchio che può deformare la tubazione, partendo da una compressione della sua generatrice orizzontale (determinata a 2 lobi \odot) per poi giungere a forme a 3-4 lobi ($\odot \rightarrow \diamond$).

La verifica si occupa di evitare l'attivazione di questi meccanismi in caso di un malfunzionamento dello stiazo; essendo il primo stadio deformativo ad attivarsi quello a 2 lobi la verifica è condotta sul suddetto.

Tale analisi può essere condotta secondo una di due formule (la seconda, evoluzione della prima, tiene conto del modulo di Poisson ν):

• Formula di Allievi:
$$\frac{D_m}{2s} \leq \sqrt[3]{\frac{(n^2-1) E}{4\Delta P}}$$

n = numero di lobi (2)

E = modulo elastico

ΔP = stato depressivo (al massimo pari a 1 atm → si impone 101325 Pa)

$n=2$

$$\frac{D_m}{2s} \leq \sqrt[3]{\frac{E}{4\Delta P}}$$

	$\nu (-\epsilon_t/\epsilon_r)$
Acciaio	0,27-0,31
GHISA	0,21-0,26
PEad	0,40
PVC	0,33
PRFV	0,25-0,30
Cemento	0,10-0,20

• Formula di Timoshenko:
$$\frac{D_m}{2s} \leq \sqrt[3]{\frac{1}{(1-\nu^2)} \cdot \frac{E}{4\Delta P}}$$

In alcuni casi, soprattutto per tubazioni di grande diametro, la sollecitazione dovuta alla pressione interna può non essere la prevalente e, pertanto, è necessario calcolare le sollecitazioni ingenerate dal terreno di copertura e dai carichi mobili esterni. In questi casi si fa riferimento alle formulazioni di Marston-Sprangler per valutare l'effetto del terreno di riempimento ed a quella di Boussinesq per i carichi mobili.

Va osservato che il grafico di deformabilità del tubo esercita una certa influenza sulla distribuzione delle pressioni ingenerate dai carichi esterni, sia lungo l'arco superiore caricato che lungo l'arco inferiore d'appoggio.

I carichi agenti tendono, comunque, ad ovalizzare il tubo e quindi a schiacciarlo facendogli assumere una configurazione trasversale grossolanamente ellittica, con l'asse minore verticale; per effetto dell'ovalizzazione, d'altronde, il tubo agisce sul terreno circostante e quest'ultimo, opponendosi a tale spinta deformante, contrasta l'ovalizzazione della condotta riducendo ne lo stato di sollecitazione interna e migliorandone la stabilità.

Una volta definito il quadro complessivo dei carichi agenti sulla tubazione, si può procedere al calcolo della deformazione del tubo confrontandola con i valori limite ammissibili (indicati dai produttori in base alle normative vigenti sulle tubazioni in determinati materiali) o con valori limite di progetto. In genere, la deformazione è espressa in termini percentuali del diametro e sono ritenute ammissibili per il comportamento strutturale valori deformativi tra il 3 e l'8%.

Definite le condizioni di vincolo della condotta possono essere valutati i momenti flettenti ovalizzanti nella parete del tubo, che tendono ad aumentare il raggio di curvatura lungo le generatrici superiori e inferiori e ridurlo lungo le generatrici laterali.

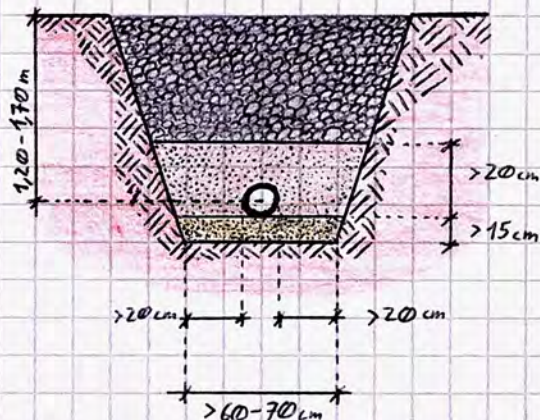
Posa in opera di una tubazione

Sotto il piano di posa viene solitamente predisposto un letto di posa in materiale a granulometria medio-fine che consente di avere una base che impedisce il contatto diretto tra tubazione e terreno.

A questo si sovrappone uno strato di primo ricoprimento, di almeno 20 cm a partire dalla caletta superiore della tubazione e composto da sabbie a granulometria opportunamente vagliata; esso consente una protezione circoscritta all'intorno del tubo.

Infine, si realizza uno strato di secondo ricoprimento con granulometria maggiore che giunge al piano campagna.

Di norma, la distanza di posa (tra piano campagna e baricentro della sezione di tubazione) varia tra 1,20 e 1,70 m.



Le caratteristiche di risposta di una tubazione in opera dipendono dai:

- Tipo di posa (trincea stretta-larga-intinita);
- Materiale di sottotondo /rinforco;
- Grado di costipamento del terreno di riporto.

Esistono tre differenti tipologie di posa:

1. Trincea Stretta

Definire B la larghezza della trincea di scavo rispetto alla generatrice superiore della tubazione ed H la profondità di posa rispetto alla medesima generatrice, detta tipologia è caratterizzata da una delle seguenti condizioni:

$$\bullet B \leq 2D_t ; H \geq 1,5B$$

$$\bullet 2D_t \leq B \leq 3D_t ; H \geq 3,5B$$

Detta tipologia di posa costituisce la condizione favorita tra quelle possibili, in quanto la dimensione dello scavo è minore e - a parità di condizioni di carico esterno - le sollecitazioni sulla tubazione sono minori in quanto le pareti della trincea assorbono parte del carico esterno.

Purtroppo non è sempre possibile selezionare detta alternativa: esiste un limite tecnologico di 60 cm sulla minima larghezza di scavo (larghezza minima di una benne) e bisogna parimenti garantire che B sia di almeno 60 cm per consentire un'efficace attività di manutenzione durante la vita utile del manufatto.

2. Trincea Larga

$$\bullet 3D_t \leq B \leq 10D_t ; H \geq 2B$$

Questa soluzione implica un maggior volume di scavo e sollecitazioni di maggiore entità sulla tubazione, con un'evidente levitazione dei costi. Si rivela un'applicazione necessaria in caso di terreni prevalentemente ghiaiosi o sabbiosi.

3. Trincea Intinita o Terrapieno

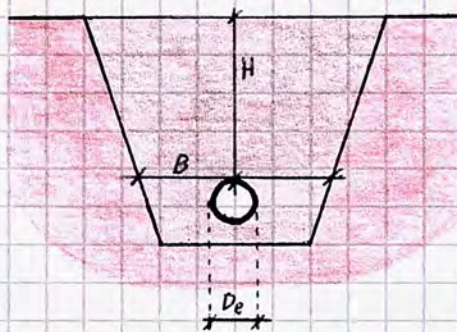
$$\bullet B > 10D_t ; H < 2B$$

Si distingue in due tipologie a seconda che la generatrice superiore della tubazione sia emergente (terrapieno con posizione positiva) rispetto al piano di campagna originario o sottoposta ad esso (terrapieno con posizione negativa); la seconda condizione fornisce tutele maggiori ma richiede volumi di scavo maggiori.

Nell'analisi dei carichi agenti si considerano le seguenti azioni:

- Carico del terreno Q_t
- Sovraccarichi statici Q_{ss}
dinamici Q_{sd}
- Peso dell'acqua convogliata Q_w
- Carico da falda Q_f

La loro somma determina il carico agente totale Q_{tot} [F/L], da confrontare con il Q_{ad} offerto dall'analisi a Stato Limite Ultimo di Deformazione (per tubazioni deformabili) o di Rottura (per tubazioni rigide).



Carichi agenti

- Carico del Terreno Q_t : si utilizza il metodo di Marston-Sprangler, che afferma che il carico del terreno è funzione del suo peso specifico, di D_e e di B oltre che di un coefficiente dipendente dall'angolo di attrito interno del terreno di riporto.

Trincea Stretta:

Tubazione deformabile $\longrightarrow Q_t = C_d \cdot \gamma_t \cdot D_e \cdot B$
($R < 1/12$)

γ_t = peso specifico del terreno
 C_d = coeff. di Marston per trincea stretta

Tubazione rigida $\longrightarrow Q_t = C_d \gamma_t B^2$
($R \geq 1/12$)

Il calcolo del coefficiente di Marston per trincea stretta C_d si ottiene dalla seguente formula, in cui si riscontra una dipendenza dal coefficiente di spinta del terreno K_a , dall'angolo di attrito relativo tra terreno di ricoprimento e terreno originale Θ (interazione tagliente tra i due terreni, solitamente tra il 70 e il 75% di ϕ , angolo di attrito interno del terreno). Esiste anche un metodo grafico di calcolo attraverso abacchi.

$$C_d = \frac{1 - e^{-\left(\frac{2K_a \cdot H \cdot \tan \Theta}{B}\right)}}{2K_a \tan \Theta}$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right); \quad \Theta = \frac{2}{3} \phi$$

Trincea Larga; Trincea Intinita:

$$Q_t = C'_d \gamma_t D_e^2 \quad \text{a prescindere dal comportamento della tubazione}$$

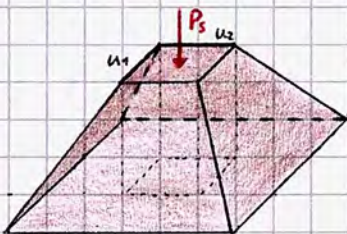
Il coefficiente di Marston per trincea larga assume una forma polinomiale dipendente dal rapporto H/D_e e con coefficienti dovuti dai rapporti suddetti a potenza crescente, in cui in luogo di H si considera l'altezza di emersione H_{em} , distanza tra la generatrice superiore della tubazione e il letto di posa.

Si osserva che, in caso di letto di posa lineare (ovvero che non accoglie la tubazione con un incavo), $H_{em} = D_e$ e tutti i coefficienti sono unitari; poiché tale condizione è più gravosa di $H_{em}/D_e < 1$, anche in occasione di realizzazioni precise che consentono di considerare altezze di emersione minore si assume la condizione suddetta a vantaggio di sicurezza.

$$C'_d = \frac{H}{D_e} \left[1,00 + 2,19 \left(\frac{H_{em}}{D_e} \right) - 3,40 \left(\frac{H_{em}}{D_e} \right)^2 + 2,75 \left(\frac{H_{em}}{D_e} \right)^3 - 0,83 \left(\frac{H_{em}}{D_e} \right)^4 \right]$$

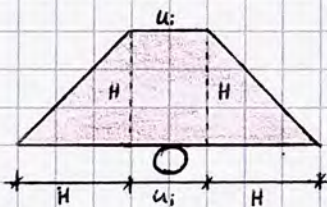
Se $H_{em} = D_e$, $C'_d = 1,71 \frac{H}{D_e}$ (Analogamente, C'_d è valutabile tramite abacchi)

- Sovraccarichi Statici Q_{ss} : In presenza di un carico statico agente su un'area unitaria di lati u_1 e u_2 di risultante P_s , essa si distribuisce nel terreno secondo una distribuzione di pressioni generalmente tronco-conica (in questo esempio tronco-piramidale) con angolo di 45° ; ne segue che il carico agente sulla tubazione si ripartisce su un'area maggiore!



$$Q_{ss} = \frac{\beta \cdot P_s \cdot D_e}{(u_1 + 2H) \cdot (u_2 + 2H)}$$

Operativamente, il carico si ottiene analizzando con indagini di mercato gli strati di un'infrastruttura flessibile viaria; noto il peso/m² o/m³ per ogni strato è noto $P_s = \sum P_i$



β : coefficiente di appoggio \longrightarrow Trincea stretta $\Rightarrow 0,71$
 \longrightarrow Trincea larga $\Rightarrow 0,83$

• Sovraccarichi Dinamici Q_{sd} : Dovuto prevalentemente al traffico veicolare, si calcola in funzione del diametro esterno e di parametri dipendenti dalla natura del traffico prevalente (stradale o ferroviario) e della sua intensità (High/Low Traffic)

$$Q_{sd} = P_v \cdot \phi_m \cdot D_e$$

ϕ_m fattore dinamico [-]

→ $= 1 + \frac{0,3}{H}$ mezzi stradali

→ $= 1 + \frac{0,6}{H}$ mezzi ferroviari

Classe	Carico/pnora (kg)	Tipologia di Traffico
HT60	10000	Stradale Pesante
HT45	7500	
HT38	6250	
HT30	5000	
HT26	3500	
HT12	4000	
LT6	2000	Stradale Leggero
LT3	1000	
	20000	Ferroviario

P_v pressione sulla generatrice superiore del tubo dovuta a sovraccarichi mobili concentrati [F/L^2]

$P_v =$

→ $43100 \cdot H^{-1,206}$ convoglio HT45 (High Traffic 45)
 $m_{complessiva} = 45t; 3\text{ assi}; 7500\text{ kg/pnora}$

→ $10700 \cdot H^{-1,518}$ convoglio LT6 (Low Traffic 6)
 $m_{comp.} = 6t; 2\text{ assi}; 2000\text{ kg/pnora}$

P_v è tabellato in ingegneria stradale in funzione dell'intensità di traffico e della dimensione del convoglio; per H tra 2 e 4m il carico più gravoso è quello dovuto ad HT (La profondità maggiore diventa confrontabile col carico proprio del terreno). La profondità di 1,50m di posa tutela dai gradienti termici fornendo il giusto compromesso tra carico del terreno e HT, oltre a tener conto della realizzabilità della trincea.

• Peso dell'acqua convogliata Q_w : generalmente trascurabile, si calcola come segue:

$$Q_w = \gamma_{H_2O} \left(\frac{\pi D_i^2}{4} \right)$$

• Carico da falda Q_f : in presenza di una falda, l'acqua presente nel terreno determina logicamente un carico aggiuntivo!

$$Q_f = \gamma_{H_2O} \left(H - H_f + \frac{D_e}{2} \right) D_e$$

→ Distanza tra piano di campagna e linea di saturazione della falda

Verifica di Spangler all'inflessione diametrale

I carichi appena valutati determinano inevitabilmente un'ovalizzazione della tubazione, con un'elongazione del diametro orizzontale (Δx) a scapito di quello verticale (Δy , < 0); mentre la Δx si distribuisce simmetricamente inoltre la Δy tende a concentrarsi sulla generatrice superiore.

$$\Delta x = k_x \frac{Q_{tot} D_e^3}{8EI}; \quad \Delta y = k_y \frac{Q_{tot} D_e^3}{8EI}$$

Esplorando il valore dell'inerzia della tubazione ($I = \frac{\pi D_e^4}{12}$) e noto il valore di k_x e k_y , tenendo conto inoltre la reazione laterale del terreno (che si oppone all'ovalizzazione nei casi reali), la formula si esplicita in:

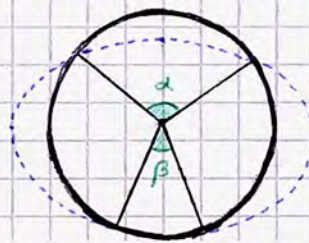
$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,083 \cdot Q_{tot}}{\frac{2}{3} E \left(\frac{L}{D_e} \right)^3 + 0,061 E t}$$

Applicazione pratica della formula, con $E t$ modulo di reazione del terreno di riempimento della trincea, che deriva da una prova Proctor

Con k_x [γ] coefficienti di inflessione, funzione delle ipotesi di distribuzione del carico lungo le generatrici superiore ed inferiore del tubo, ovvero degli angoli α e β al centro della tubazione deformata che definiscono gli angoli di interazione con il carico esterno e con le reazioni del terreno sottostante, rispettivamente.

Sono solitamente pari a 180° , cui corrispondono valori di k_x e

k_y pari a 0,083 (tabellati)



Rapportando il Δ al diametro esterno si ottiene l'inflessione diametrale S ed è possibile procedere alla verifica; la norma richiede di effettuare una verifica anche a lungo termine (dopo 2 anni):

$$S = \frac{\Delta x}{D_e} = \frac{\Delta y}{D_e} \begin{cases} \leq 5\% \\ \leq 8\% \text{ dopo 2 anni} \end{cases}$$

Verifica a rottura

Nelle tubazioni rigide bisogna garantire che il carico agente sulla tubazione sia inferiore al suo carico di rottura opportunamente corretto con coefficienti (Stato limite ultimo di rottura):

$$Q_{tot}^* < \frac{K Q_R}{\nu} \quad \nu = \text{coefficiente di sicurezza (1,30-1,50)}$$

$$Q_{tot}^* = Q_{tot} + Q_{tubazione} \rightarrow \gamma_{tub.} \frac{\pi (D_e^2 - D_i^2)}{4}$$

K : coefficiente di posa, dipende dai tipi di posa e la loro raffinatezza; nelle applicazioni tipiche, oltre che nel progetto a vantaggio di sicurezza, $K=1,1$ (semplice appoggio sul fondo della trincea e riporto non costipato).

Il carico di rottura per schiacciamento Q_R deriva da prove meccaniche condotte in laboratorio (inferiore a quello in esercizio, a causa delle differenti condizioni di posa e di carico).

Per tubazioni metalliche, in assenza di prove in laboratorio è possibile valutare il carico di rottura Q_R in funzione della tensione di snervamento σ_Y del materiale, funzione della sua classe di resistenza:

Classe	σ_Y [MPa]	σ_R [MPa]
S235	235	360
S275	275	430
S355	355	510

$$Q_R = \sigma_Y \cdot D_e$$

Il modulo di reazione del terreno E_t deriva, come detto, da una prova Proctor; essa studia il grado di costipamento del terreno in funzione dell'addensamento di acqua in esso; in base al grado di essiccazione del terreno, il rapporto peso/volume dello stesso e la caduta-normata di un grave è possibile ingrammare le caratteristiche del terreno al variare del suo contenuto di acqua.

Formalmente, si ha:

$$E_t = \frac{0,90}{d'} (H+4) \quad [\text{MPa}]$$

In cui d' è un parametro dipendente dalla umidità della prova Proctor, tabellato.

Pezzi Speciali e dispositivi di un sistema acque potabilistico

- Curva: elemento prodotto per gestire una deviazione angolare (ottenuta anche per saldatura di più pezzi lineari in assenza del pezzo speciale adatto, comportando però costi maggiori).

Si definisce deviazione l'angolo compreso tra il prolungamento dell'asse di una prima tubazione e l'asse della seconda (da calcolare sul profilo altimetrico in scala non deformata, per ciò che concerne le deviazioni altimetriche)



- Pezzi a T: sono solitamente in ghisa per le tubazioni metalliche (con giunzioni flangiata o a bicchiere).
- Convergenti: comportano perdite di carico minori rispetto ai divergenti (in cui si passa da un diametro minore ad uno maggiore); diatti a parità di diametri, entro cui determinare la variazione i divergenti sono solitamente più lunghi.
- Pezzi "a croce".

Valvole

- **Valvola a saracinesca**: pezzo speciale con un corpo valvola e un volantino che muove una ghigliottina per parzializzare o occludere una sezione. Di per sé è una valvola di intercettazione, non di regolazione (se non è in una delle sue posizioni estreme si determinano turbolenze e vibrazioni spesso lesive); nella pratica vengono utilizzate appositamente per dissipare energia.

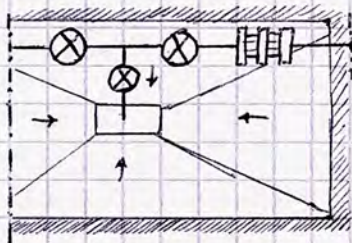
La ghigliottina può essere a sezione dritta o a sezione inclinata (cuneo, adatto per basse portate); in funzione della pressione nominale si distingue tra diversi corpi valvolari:

- Piatto ($p < 16$ bar)
- Ovale ($p < 25$ bar, la sezione "accompagna" il cuneo)
- Cilindrica ($p < 40$ bar)
- Antoclave ($p < 600$ bar)

Oltre ai volantini standard, per l'apertura e chiusura automatica delle valvole è possibile collegare dei motori elettrici connessi a dispositivi PLC (Programming Logical Control).

L'utilizzo delle saracinesche per la regolazione di portata è dettato anche da una maggiore disponibilità sul mercato (e una conseguente economicità delle stesse).

- **Pozzetto di scarico**: successione di pezzi speciali in un ambiente costituita da 3 saracinesche, un giunto di smontaggio, un pezzo a T e una curva a testa libera che consente lo scarico.



- **Valvola di ritegno** [unidirezionale/Clapet/Di non ritorno]: tipicamente posizionata immediatamente a valle di una pompa in maniera tale da limitare le conseguenze del colpo d'ariete in caso di arresto improvviso del macchinario.

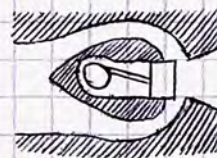


- **Valvola a sfera**: tipologia più comune di dispositivo di intercettazione e regolazione delle portate, è costituita da un otturatore sferico avente una cavità cilindrica coassiale al flusso che può ruotare attorno ad un asse verticale; genera minori turbolenze e dissipazioni rispetto ad una saracinesca in caso di valvola semiaperta. La sua variante a 3 vie può essere impiegata in piccole applicazioni.

- **Valvola a farfalla**: valvola di regolazione e intercettazione meno ingombrante di una valvola a sfera in quanto costituita da un otturatore a disco che ruota attorno ad un asse verticale. Viene tipicamente impiegata per DN maggiori.

In particolare, la valvola a farfalla bilangiata presenta un disco che ruota rispetto ad un punto eccentrico rispetto al suo diametro, determinando una regolazione non lineare della portata, cavitazioni per posizioni del disco prossime alla chiusura; viene impiegata solo per basse differenze di pressione e limitate velocità.

- **Valvola a fuso**: Valvola di regolazione di elevata precisione in grado di smaltire elevati salti di pressione ed ideale per diametri medio-grandi, consente la regolazione attraverso un meccanismo biella-manovella che sposta orizzontalmente un elemento al termine di una canalizzazione.



Valvola a Fuso

- **Idrovalvola** [valvola idraulica]: valvola di regolazione della pressione in grado di autoregolarsi tramite un circuito pilota (circuito di pilotaggio, varia a seconda della funzione della valvola) a funzionamento prettamente idraulico che, regolando il grado di apertura, determina dissipazioni tali da garantire una pressione costante a valle.

Alle curve di prestazione delle valvole (correlazione portata- grado di apertura) è possibile osservare che la saracinesca è in grado di assolvere ad una funzione di regolazione delle portate fino ad una ^{apertura} chiusura al 30%; oltre questo limite la portata si mantiene costante e non regolata. Ad essa seguono le valvole a sfera e a farfalla; le valvole a fuso e le idrovalvole sono invece particolarmente efficaci.

Striato

Installato nei punti alti dell'impianto, viene utilizzato per il degasaggio dell'acqua. Può essere a 1 o 2 sfere, viene solitamente posto in opera in un pozzetto di striato, camera in calcestruzzo armato dotata di una tubazione cui sono collegati diversi pezzi speciali: due saracinesche, un giunto di smontaggio e un pezzo a T con diramazione verticale da cui parte l'elemento di striato vero e proprio avente un convergente (diametri minori indicano una minore spesa), una saracinesca, un rubinetto a sfera e lo striato vero e proprio.

La valvola a sfera consente di verificare il corretto funzionamento dello striato: se aprendo la valvola si osserva la fuoriuscita d'acqua il componente di striato è in funzione; viceversa se il pelo libero dell'acqua non raggiunge il rubinetto è evidente la presenza di aria nell'impianto (analogamente in caso di fuoriuscita intermittente d'acqua).

In condizioni ordinarie, le tre saracinesche sono aperte; vengono chiuse in funzione delle necessità manutentive.

Lo striato svolge 3 importanti funzioni in altrettante fasi della vita dell'impianto:



- Degasaggio in fase di esercizio;
- Immissione di grandi quantità d'aria (in fase di svuotamento per limitare depressioni interne);
- Degasaggio di grandi quantità d'aria (in fase di riempimento per limitare sovrappressioni interne).

Il componente è costituito da una sfera galleggiante che, in presenza di acqua, spinge su uno stantuffo posto in sommità che chiude la valvola, impedendo il degasaggio; altrimenti esso viene consentito.

Oltre allo striato a singola sfera, di frequente viene impiegato lo striato a doppio galleggiante: esso presenta due sfere di diametro differente, di cui la minore opera in fase di esercizio mentre la maggiore è coinvolta in fasi di importante movimentazione d'aria.

Giunti

- Giunto di smontaggio
- Giunto Gibault
- Giunto antivibrante: 2 flange connesse da un elemento in gomma o comunque elastico, rinforzato internamente da fibre tessili o in acciaio, compensa le vibrazioni nella tubazione e le dilatazioni termiche.
- Collare di presa in carico: consente la realizzazione di una derivazione dalla tubazione principale senza richiedere un suo svuotamento. Molto impiegato in ambiente urbano, è un elemento clamp on eventualmente dotato di perforatore, valvola di intercettazione e derivazione incorporati.
- Succhieruola: elemento filtrante installato in testa alle tubazioni di presa delle vasche di carico e dei serbatoi, impedisce il passaggio di sedimenti di granulometria eccessiva.
- Piatto di chiusura: elemento flangiato chiuso a terminazione di un condotto (per interruzione di un servizio o terminazione di un condotto secondario).

Tutti i pezzi speciali determinano delle perdite di carico localizzate, con formule tabellate in funzione del singolo pezzo; di norma la perdita di carico è moltiplica dell'altezza cinetica (da cui la sua trascurabilità nelle ipotesi di lunghe condotte).

In funzione di DN è inoltre possibile stimare il parametro E_s di un singolo pezzo speciale tramite appositi albi.

$$\Delta H = E_s \frac{v^2}{2g}$$

Configurazione	E_s
Gomitto a 90°	0,9
45°	0,5
Giunzione a T \uparrow	1,8
\downarrow	0,9
Valvola a saracinesca	0,2
stera	10
Contrazione brusca	1
a campana	0,02-0,1
Brusca espansione	0,5

Dimensionamento e verifica di blocchi di ancoraggio

Nelle derivazioni, per compensare la spinta idrodinamica dell'acqua su un pezzo speciale e limitarne lo slittamento o la perdita di integrità strutturale si impiegano degli elementi in calcestruzzo o metallici che bloccano la calotta esterna della curva. Il loro dimensionamento si effettua secondo il seguente procedimento.

① Calcolo della spinta idrodinamica su una curva

Consideriamo l'equazione globale dell'equilibrio dinamico, equazione vettoriale coincidente con una trasposizione in dinamica dell'equazione globale dell'equilibrio statico:

$$\vec{G} + \vec{\Pi} + \vec{M}_1 - \vec{M}_2 + \vec{I} = \vec{0}$$

• Risultante delle forze di massa \vec{G}

$$\vec{G} = \int_V \rho \vec{E} dV$$

↳ Forza risultante per unità di peso

• Risultante delle forze di superficie (di contorno A) $\vec{\Pi}$:

$$\vec{\Pi} = \int_A \vec{\phi}_n dA \quad \text{come in statica}$$

• Risultante delle forze di inerzia locali \vec{I} :

$$\vec{I} = - \int_V \frac{\partial(\rho \vec{V})}{\partial t} dV$$

↳ velocità

• Flusso della quantità di moto (che attraversa il contorno A) \vec{M} :

$$\vec{M} = \int_A \rho \vec{V} |V_n| dA$$

\vec{M}_1 entrante
 \vec{M}_2 uscente

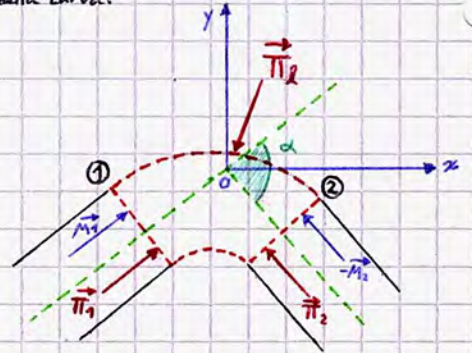
L'equazione è da applicare ad un volume di controllo (in prossimità della deviazione), avente una superficie di ingresso/uscita e le pareti laterali della curva.

Fissiamo le seguenti ipotesi:

• Deviazione angolare planimetrica $\Rightarrow \vec{G}$ trascurabile;

• Moto permanente $\Rightarrow \vec{I} = \vec{0}$.

Ne segue che l'equazione si trasforma in $\vec{\Pi} + \vec{M}_1 - \vec{M}_2 = \vec{0}$. $\vec{\Pi}$ è la forza agente sulla superficie di ingresso/uscita, cui si sommano le forze di superficie agenti sulla calotta esterna della curva.



Si ha quindi che $\vec{\Pi}_1 + \vec{\Pi}_2 + \vec{\Pi}_L = \vec{\Pi}$

Analizziamo ora le aliquote coinvolte nell'equazione.

$$|\vec{\Pi}_1| = p_1 A_1 = \gamma h A_1 = \gamma h \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{forza superficiale agente sulla sezione 1}$$

$$|\vec{\Pi}_2| = p_2 A_2 = \gamma h A_2 = \gamma h \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{forza superficiale agente sulla sezione 2}$$

$$|\vec{\Pi}_L| = -S \quad \text{forza superficiale agente sul contorno L (opposta alla spinta dell'acqua sulla parete, incognita)}$$

$$|\vec{M}_1| = \rho v_1^2 A_1 = \rho v^2 A \quad \text{quantità di moto entrante attraverso la sezione 1}$$

$$|\vec{M}_2| = \rho v_2^2 A_2 = \rho v^2 A \quad \text{quantità di moto uscente attraverso la sezione 2}$$

Se la tubazione è a diametro costante, $A_1 = A_2 = A = \pi D^2/4$; $p = \gamma h_1 = \gamma h_2$.
In virtù del dimensionamento della curva, ovvero se il volume di controllo è molto prossimo alla deviazione angolare, è possibile supporre che $h_1 \approx h_2$, dunque $p_1 = p_2$.

Valendo le medesime ipotesi, le due aliquote sono uguali tra M_1 e M_2 :

Esplittiamo l'equazione per componenti, fissando un riferimento Oxy opportunamente definito tale che O coincide con il vertice della deviazione e l'asse x coincide con la bisettrice della deviazione angolare.

Proiettiamo l'equazione lungo l'asse x, bisettrice dell'angolo α :

$$\Pi_1 \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \Pi_2 \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) + M_1 \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) - M_2 \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) - S_x = 0$$

↳ $\Pi_1 = \Pi_2$
 $M_1 = M_2$ rispetto al riferimento

$$\gamma h A \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \gamma h A \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \rho v^2 A \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \rho v^2 A \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) - S_x = 0 \Rightarrow S_x = 0$$

Le forze di superficie, sempre ortogonali alla superficie cui sono correlate, sono sempre entranti.

M_1 , eguivale a Π_1 , determina la quantità di moto del flusso entrante, mentre M_2 è un vettore uscente $\Rightarrow -M_2$ è entrante

Riccardo Polini

Si osserva dunque che non si ha spinta lungo la bisettrice della deviazione angolare in corrispondenza del vertice.
 Proiettando lungo l'asse y si ha:

$$\Pi_1 \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \Pi_2 \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + M_1 \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + M_2 \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) - S_y = 0$$

↓

$$\gamma h A \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \gamma h A \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \rho v^2 A \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + \rho v^2 A \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) - S_y = 0$$

i segni sono definiti in relazione al sistema di riferimento

↓

$$S_y = 2 \gamma h A \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) + 2 \rho v^2 A \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

La spinta ha dunque una componente "verticale", diretta verso il vertice della deviazione.

Consideriamo un'applicazione numerica per osservare l'eventuale trascurabilità di un termine:

$$Q = 65 \text{ L/s}; \gamma_{H_2O} = 9806 \text{ N/m}^3; \rho = 1000 \text{ kg/m}^3; h = 100 \text{ m}; D = DN200; A = 0,0314 \text{ m}^2; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) = 0,707; v = \frac{Q}{A} = 2,07 \text{ m/s}$$

$$S_y = \underbrace{2 \cdot 9806 \cdot 100 \cdot 0,0314 \cdot \sin\left(\frac{90}{2}\right)}_{43567 \text{ N}} + \underbrace{2 \cdot 1000 \cdot (2,07)^2 \cdot 0,0314 \cdot \sin\left(\frac{90}{2}\right)}_{190 \text{ N}}$$

(4,36 · 10⁴ N) (1,9 · 10² N)

L'aliquota legata alla quantità di moto è dunque di due ordini di grandezza inferiore e quindi trascurabile. In ambito acquedottistico, la spinta di riferimento agente su una curva diventa quindi:

$$\vec{S} = (S_x, S_y); \quad S_x = 0$$

$$S_y = 2 \gamma h A \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

Nelle deviazioni asimmetriche il ragionamento è analogo, si aggiunge un'aliquota di \vec{G} e bisogna tener conto dell'inclinazione delle deviazioni rispetto all'orizzontale.

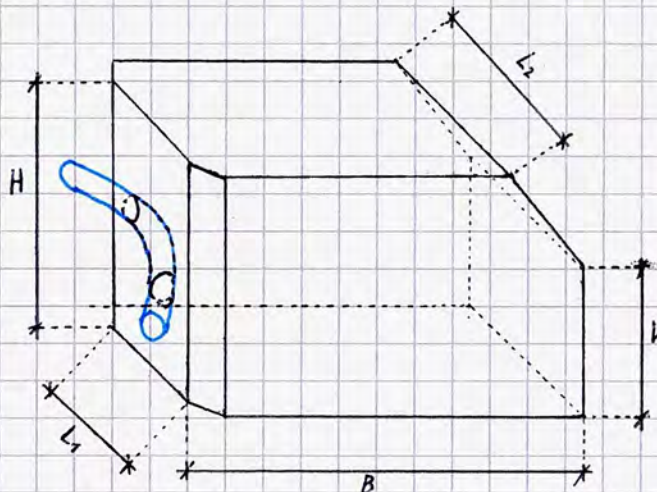
Il dimensionamento del pezzo speciale (e , di conseguenza, del blocco di ancoraggio associato) risente logicamente della pressione di esercizio dell'impianto, assunta come h .

Come detto, il blocco di ancoraggio è un elemento installato in un punto singolare di un sistema acquedottistico in pressione (come una deviazione angolare) per contrastare la spinta idrodinamica S del flusso idrico.

Il blocco in calcestruzzo, in particolare, presenta una geometria complessa: si ammorsa in esso la tubazione per sorreggere la spinta.

Nelle applicazioni classiche, il blocco ha una punta pressoché rettangolare, la cui parte terminale presenta un taglio in elevazione rispetto alla configurazione perfettamente parallelepipeda per utilizzare minor materiale.

Si distinguono, in particolare, due tipologie di blocchi:



• Blocco a gravità:

La sua capacità di resistenza è demandata esclusivamente al peso proprio dell'elemento e gli effetti da esso derivanti.

• Blocco portante:

Oltre al peso proprio si tiene conto dell'apporto collaborativo di spinta passiva del terreno circostante.

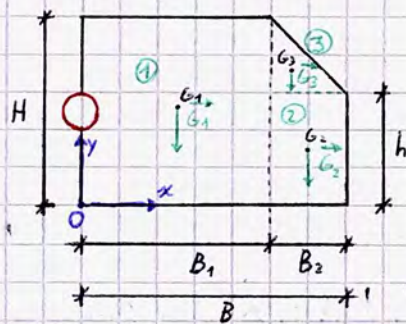
Procediamo con il dimensionamento di un blocco a gravità (condizione più gravosa): di norma, nota la spinta agente, tale operazione si effettua ipotizzando un predimensionamento dell'elemento per poi condurre delle verifiche in grado di determinare se il blocco ipotizzato è compatibile con le richieste di progetto.

Iniziamo a valutare alcune grandezze caratteristiche del blocco, supponendo $L_1 \approx L_2$ (ipotesi lecita nelle applicazioni).

① Peso del blocco

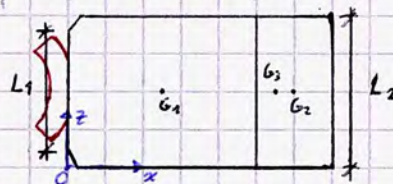
Suddividendo il volume in 3 volumi elementari, si ha che:

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= \gamma_{cls} \cdot B_1 \cdot H \cdot L_2 \\ G_2 &= \gamma_{cls} \cdot B_2 \cdot h \cdot L_2 \\ G_3 &= \gamma_{cls} \cdot \frac{B_2 (H-h)}{2} \cdot L_2 \end{aligned} \right\} \rightarrow G = G_1 + G_2 + G_3$$



② Coordinate del baricentro del blocco

Consideriamo un sistema di riferimento Oxy nell'angolo anteriore sinistro del blocco e valutiamo le coordinate dei baricentri dei singoli blocchi (logicamente, $z_{G1} = z_{G2} = z_{G3} = z_G = L_2/2$)



$$\left. \begin{aligned} x_{G1} &= \frac{B_1}{2} \\ x_{G2} &= B_1 + \frac{B_2}{2} \\ x_{G3} &= B_1 + \frac{B_2}{3} \end{aligned} \right\} \rightarrow x_G = \frac{G_1 x_{G1} + G_2 x_{G2} + G_3 x_{G3}}{G_1 + G_2 + G_3}$$

$$\left. \begin{aligned} y_{G1} &= \frac{H}{2} \\ y_{G2} &= \frac{h}{2} \\ y_{G3} &= h + \frac{(H-h)}{3} \end{aligned} \right\} \rightarrow y_G = \frac{G_1 y_{G1} + G_2 y_{G2} + G_3 y_{G3}}{G_1 + G_2 + G_3}$$

③ Verifiche in base alle dimensioni ipotizzate nel predimensionamento

1. Verifica a scorrimento orizzontale: si verifica che il peso sia sufficiente a non far scivolare il blocco (attrito col terreno)

$$S \leq \omega G$$

spinta idrodinamica \rightarrow S

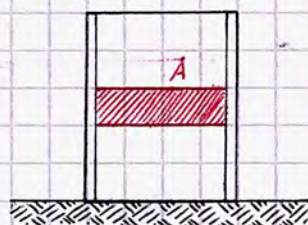
Coefficiente di attrito; $\omega = \text{tg } \delta$

angolo di attrito dell'interfaccia blocco-terreno;
 $\delta = 90\% \phi$
 angolo di attrito interno del terreno

2. Verifica a schiacciamento del calcestruzzo nell'interfaccia tubazione-blocco:

Si effettua una verifica allo stato limite ultimo rispetto ad un valore ammissibile, definendo come area di spinta la proiezione dell'area di contatto tra tubo e blocco, di più semplice calcolo ($L_1 \cdot D$) e minore dell'area reale (G che implica una verifica più cautelativa).

$$\sigma_{cls} = \frac{S}{L_1 \cdot D} \leq \sigma_{ammissibile, cls}$$



3. Verifica dell'eccentricità

Bisogna garantire che il punto di applicazione della risultante delle forze è interno al nocciolo d'inerzia o sul suo perimetro; essendo la pianta del blocco schematizzabile come un rettangolo di lati L_2 e B , il suo nocciolo è un rombo di semi-diagonale (nella direzione parallela a B) di lunghezza $B/6$.

Essendo tutte le risultanti complanari a detta diagonale, sarà sufficiente verificare che la traccia della risultante sulla base del blocco risulti al più a distanza $B/6$ dal baricentro geometrico della sezione; in questo modo, si verifica che la sezione non presenti uno stato tensionale parzializzato.

Imponiamo l'equilibrio alla rotazione rispetto al polo P , centro di spinta:

$$\frac{S \cdot H}{2} - G(h_1 + e) = 0 \Rightarrow e = \frac{S \cdot H}{2G} - h_1$$

distanza tra il punto di applicazione della forza peso e l'asse baricentrico;

$$h_1 = \frac{B}{2} - x_G$$

$$\text{Ne segue che } e = \frac{S \cdot H}{2G} - \left(\frac{B}{2} - x_G \right) = \frac{S \cdot H}{2G} - \frac{B}{2} + x_G$$

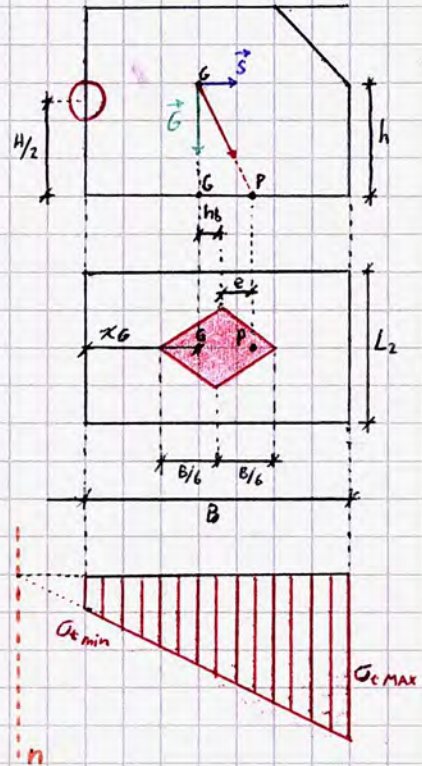
La verifica è soddisfatta se $e \leq B/6$

4. Verifica a schiacciamento del terreno di sottotondo

È un'applicazione della formula di Navier; si impone che la massima tensione agente sul terreno sia al più pari alla sua tensione ammissibile.

$$\sigma_c \min = \frac{G}{B L_2} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \geq 0$$

$$\sigma_c \max = \frac{G}{B L_2} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \leq \sigma_c \text{ ammissibile}$$

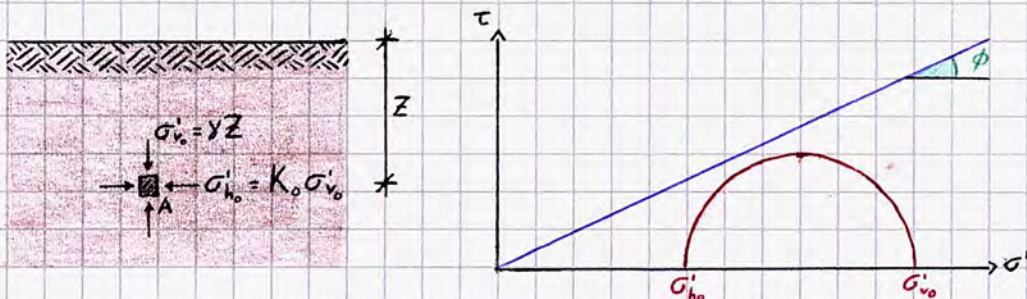


Blocchi portanti

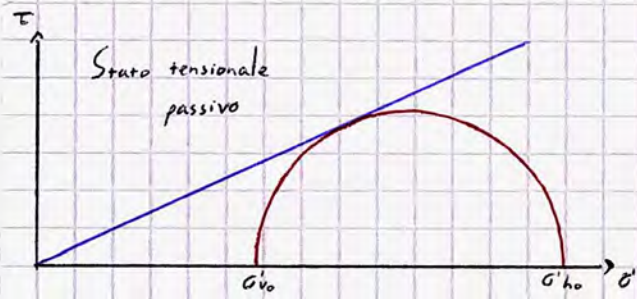
Poiché il terreno partecipa alla capacità resistente, è necessario definire alcune capacità intrinseche dello stesso; adoperiamo l'approccio di Mohr-Coulomb che consente di desumere le proprietà strutturali di un terreno in base alle sue caratteristiche.

Si consideri un elemento infinitesimo di terreno soggetto alle azioni degli elementi circostanti; si osserva la generazione di uno stato tensionale orizzontale proporzionale a quello verticale in base ad un coefficiente K_0 (coefficiente di spinta a riposo).

Il coefficiente K_0 è funzione delle caratteristiche del terreno; può essere esplicitato su un piano τ/σ attraverso un cerchio di Mohr (con i due stati tensionali normali, verticale e orizzontale, come intersezioni con l'asse delle x) per definire il dominio delle sollecitazioni agenti; la capacità resistente del terreno è definita da una retta di Mohr-Coulomb, avente un'intercetta con $x=0$ di pendenza dalla coesione del terreno, con coefficiente angolare dipendente da ϕ (la sabbia, ad esempio, ha coesione 0 e dunque intercetta $(0,0)$).

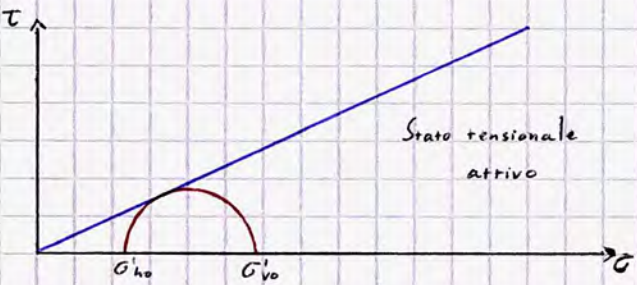


Stato geostatico nel punto considerato



Fissato uno stato di tensione verticale σ' , le condizioni limite di funzionamento del terreno sono quelle tali per cui il cerchio risulti tangente alla retta; fissando il suddetto stato tensionale emergono due differenti condizioni di tangenza:

- Stato tensionale attivo (spinta attiva del terreno):
Coincide con la resistenza del terreno agli sforzi di trazione, ne segue che $\sigma'_{ho} < \sigma'_{vo}$ (in funzione delle caratteristiche del terreno).
- Stato tensionale passivo (spinta passiva del terreno)
Coincide con la resistenza del terreno ad un'azione di compressione, dunque si ha che $\sigma'_{ho} > \sigma'_{vo}$.



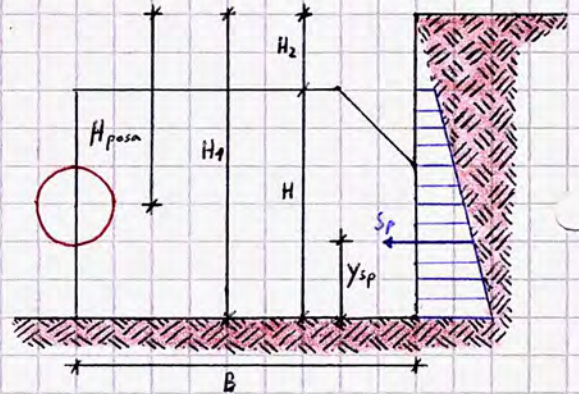
Il terreno posto posteriormente al blocco contribuisce logicamente con una spinta passiva, funzione dell'angolo di attrito interno e la coesione:

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma_t K_p (H_1^2 - H_2^2) L_2 + 2c \sqrt{K_p} (H_1 - H_2) L_2$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$y_{sp} = \frac{H}{3} \left(\frac{H_1 + 2H_2}{H_1 + H_2} \right)$$

- S_p spinta passiva del terreno; [N]
- γ_t peso specifico del terreno; [N/m^3]
- K_p coefficiente di spinta passiva; [-]
- c coesione del terreno; [N/m^2]
- ϕ angolo di attrito del terreno; [$^\circ$]
- y_{sp} distanza tra S_p e il fondo del blocco; [m]



Detta aliquota di spinta è una quota aggiuntiva a \vec{G} ed \vec{S} ; noto il modulo e il punto di applicazione la si può considerare all'interno delle verifiche:

1. Verifica a scorrimento orizzontale: $S \leq \omega G + S_p$
2. Verifica a schiacciamento del calcestruzzo all'interfaccia tubazione blocco: la verifica è la medesima di quella condotta per i blocchi a gravità, è facilmente verificata.
3. Verifica dell'eccentricità: si aggiunge l'aliquota di momento dovuta alla spinta passiva del terreno ($S_p \cdot y_{sp}$); ne segue un nuovo calcolo dell'eccentricità:

$$S \cdot \frac{H}{2} - G(h_b - e) - S_p \cdot y_{sp} = 0$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma_t K_p (H_1^2 - H_2^2) L_2 + 2c \sqrt{K_p} (H_1 - H_2) L_2$$

$$y_{sp} = \frac{H}{3} \left(\frac{H_1 + 2H_2}{H_1 + H_2} \right)$$

$$e = \frac{S \cdot \frac{H}{2} - S_p \cdot y_{sp}}{G} - h_b = 0 \Rightarrow e = \frac{S \cdot \frac{H}{2}}{G} - \frac{S_p \cdot y_{sp}}{G} - \frac{B}{2} + \alpha G \leq \frac{B}{6}$$

$$h_b = \frac{B}{2} - \alpha G$$

In un caso reale, a vantaggio di sicurezza si effettuano le verifiche come se il blocco fosse a gravità salvo che per terreni aventi ottime caratteristiche di resistenza.

4. Verifica a schiacciamento del terreno di sottotondo: identica alla verifica per i blocchi a gravità.

In un'applicazione numerica, si consiglia di assegnare i seguenti dati nel predimensionamento:

- Se la verifica 1 non è soddisfatta, è necessario un maggior peso del blocco
- La verifica 3 spesso non è soddisfatta; in tali casi occorre aumentare B (quindi B/6)
- La verifica 4 è di norma soddisfatta se lo è la 1, tranne in terreni con scarse proprietà.
- La verifica 2 di norma è sempre soddisfatta.

	Gravità	Passante
H	1,75	1,00
h	1,60	0,80
B ₁	1,30	1,00
B ₂	1,25	0,80
B	2,55	1,80
L ₂	1,20	0,60
L ₁	1,10	0,50

Il peso del blocco si riduce di circa l'80%!

Misuratori di Portata

All'interno dei sistemi acquedottistici risulta necessaria una serie di operazioni di misura della portata in maniera tale da monitorare l'impianto: è possibile registrare le portate a fini statistici, determinare la richiesta idrica e stimare eventuali perdite oltre che per la contabilizzazione alle utenze.

Viene tipicamente installato un misuratore di portata all'ingresso della camera di manovra di un serbatoio e alla uscita delle vasche.

Sul mercato sono disponibili diverse tipologie di misuratori di portata, distinti tra:

- Misuratori differenziali: invasivi, difficilmente consentono la registrazione in continuo dei dati salvo soluzioni particolarmente evolute.
- Misuratori a ultrasuoni: meno invasivi, possono operare in continuo;
- Misuratori elettromagnetici;
- Misuratori a turbina/elica: per portate estremamente ridotte (contatore, ad elica) o elevate (a elica).

Tutti questi dispositivi effettuano misure indirette: valutano una grandezza dipendente dalla portata tramite cui si valuta la portata stessa. Vengono installati misuratori all'ingresso e all'uscita della camera di manovra per stimare efficacemente le perdite che si verificano in essa; devono rispettare distanze opportune da altri pezzi speciali per garantire il raddrizzamento dei filetti fluidi e renderli paralleli; ciò non vale per i misuratori meno invasivi, come quelli elettromagnetici. Difatti, ad oggi i misuratori differenziali sono impiegati solo per il ripristino di vecchi impianti.

- Misuratori elettromagnetici: valutano l'intensità del campo elettromagnetico che si genera tra due elettromagneti posti sulle generatrici superiore ed inferiore della tubazione, che polarizzano i dipoli di H_2O generando un campo elettromagnetico la cui differenza di potenziale elettrico ΔV viene letta tramite due elettrodi posti sulle generatrici laterali estreme; essendo detta grandezza dipendente dalla velocità dell'acqua nella sezione, viene valutata di conseguenza la portata.

- Misuratori di ultrasuoni: misurano la portata in funzione della ^{frequenza nella} propagazione delle onde ultrasoniche (10 MHz); sono elementi flangiati costituiti da un trasmettitore e un microfono ricevente; misurando la variazione nella propagazione dell'onda si può valutare la velocità dell'acqua nella sezione, dunque la portata. Alcuni misuratori sono clamp-on: si legano ad una tubazione esistente, non richiedendo un'interruzione del servizio nell'installazione ma determinando misure meno precise, non tenendo conto dello strato di incrostazione interna e del relativo impatto sulla misura: la lettura è leggermente falsata per le tubazioni usate.

Esistono due differenti funzionamenti fisici per detti misuratori:

- A tempo di volo: l'emittente e il ricevitore sono posti lungo una linea retta inclinata di un angolo φ rispetto all'orizzontale; si valuta la velocità dell'acqua in base al tempo di volo;
- A effetto Doppler: si studia la variazione di frequenza dell'onda dovuta all'impatto con microparticelle solide in sospensione nel liquido, che torna al trasduttore dotato di emittente e ricevitore; da ciò si valuta la velocità dell'acqua nella sezione.
- Misuratori a turbina/elica: si distinguono in base alla giacitura dell'asse di rotazione rispetto a quello della tubazione; i misuratori ad elica presentano eliche rotanti attorno ad un asse parallelo a quello di un condotto e consentono di valutare la portata in base alla velocità di rotazione dell'elica stessa, sono molto invasivi e vengono impiegati in tubazioni di diametro considerevole e per medie portate (tipicamente in processi industriali). I misuratori a turbina sono frequentemente presenti nei contatori e consentono misure precise in tubazioni di piccolo diametro e per portate ridotte. Si distinguono misuratori a quadrante non bagnato (a seguito di inerzie interne non è in grado di leggere piccole portate) e a quadrante bagnato (il quadrante giace al livello idrico dell'acqua, consentendo minori inerzie ed una lettura più precisa.

• **Misuratori differenziali:** valutano la variazione di pressione tra due flutti del sistema causata da una variazione di sezione: essendo in condizioni di moto permanente, la portata è costante; una restrizione del diametro della tubazione implica una variazione di velocità, dunque di pressione. Una applicazione ideale di un sistema simile coincide con la valutazione delle componenti del trinomio di Bernoulli nelle due sezioni ($H = \text{cost.}$); più in generale si ha che:

$$H_2 = H_1 - \Delta H \Rightarrow z_1 + \frac{p_1}{\rho_1 g} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho_2 g} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H$$

Assumendo che la tubazione sia orizzontale, il fluido sia incomprimibile e le perdite di carico siano trascurabili:

$$\frac{p_1}{\rho} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho} + \frac{v_2^2}{2g} \Rightarrow v_2^2 - v_1^2 = 2g \left(\frac{p_1}{\rho} - \frac{p_2}{\rho} \right) = 2g \Delta h$$

Da cui, per l'equazione di continuità ($Q = v \cdot \sigma$):

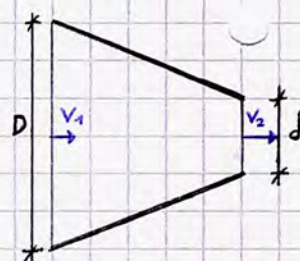
$$\frac{Q_2^2}{\sigma_2^2} - \frac{Q_1^2}{\sigma_1^2} = 2g \Delta h; \quad \text{in regime permanente,}$$

$$Q^2 (\sigma_1^2 - \sigma_2^2) = 2g \sigma_1^2 \sigma_2^2 \Delta h \Rightarrow Q^2 = 2g \frac{\sigma_1^2 \sigma_2^2}{\sigma_1^2 - \sigma_2^2} \Delta h;$$

$$Q = \frac{\sigma_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^2}} \sqrt{2g \Delta h} = \frac{\pi d^2}{4} \frac{\sqrt{2g \Delta h}}{\sqrt{1 - \beta^4}}$$

$\beta = d/D$

↳ coefficiente di efflusso μ



Logicamente, le sezioni in cui viene effettuata la misura sono tali per cui i filetti fluidi non sono paralleli e sono presenti significative perdite di carico causate dal restringimento della tubazione; ne segue l'introduzione di un coefficiente c , detto coefficiente di portata, nella relazione per il calcolo:

$$Q = \frac{C}{\sqrt{1 - \beta^4}} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sqrt{2g \Delta h}$$

Il coefficiente dipende dalle caratteristiche geometriche del dispositivo, da β , dal tipo di dispositivo di misura, dalla posizione delle prese di pressione e dal numero di Reynolds

La norma UNI EN ISO 5167 del 2004 rappresenta l'attuale riferimento per la progettazione dei principali misuratori di portata differenziali: ogni dispositivo che soddisfa la norma è da ritenersi implicitamente tarato, non richiedendo alcun processo di taratura.

Tra i misuratori differenziali si distinguono più tipologie ad uso acquedottistico:

• **Diatrammi:** costituiti da un piatto flangiato, presentano un ridotto ingombro longitudinale ma ingenti perdite di carico. La normativa presenta una tabella da rispettare in funzione delle posizioni delle prese (agli angoli, sulle flange o a distanza D e $D/2$) che indica anche i limiti di impiego, i coefficienti di portata ed i requisiti di installazione dei dispositivi.

Il diatramma a prese angolari presenta prese di pressione agli angoli tra tubazione e piatto forato; dette prese possono essere individuali o a camera anulare (camera di espansione) nella sezione di tubo. Detta tipologia presenta i seguenti limiti di impiego:

- $d \geq 12,5 \text{ mm}$
- $50 \text{ mm} \leq D \leq 10000 \text{ mm}$
- $0,1 \leq \beta \leq 0,75$
- $Re \begin{cases} \geq 5000 & \text{per } 0,1 \leq \beta \leq 0,56 \\ \geq 16000 \cdot \beta^2 & \text{per } \beta > 0,56 \end{cases}$

Diatramma con presa sulle flange: le prese di pressione sono collocate a una distanza D a monte e $0,5D$ a valle del diatramma; valgono i seguenti limiti:

- $d \geq 12,5 \text{ mm}$
- $50 \text{ mm} \leq D \leq 1000 \text{ mm}$
- $0,1 \leq \beta \leq 0,75$
- $Re \begin{cases} \geq 5000 & \text{per } 0,1 \leq \beta \leq 0,56 \\ \geq 16000\beta & \text{per } \beta \geq 0,56 \end{cases}$

Per tutte le tipologie di diatrammi introdotte l'espressione del coefficiente di portata c è:

$$c = 0,5961 + 0,0261\beta^2 - 0,216\beta^3 + 0,000521 \left(\frac{10^6 \beta}{Re} \right)^{0,7} + (0,0188 + 0,0063 \cdot A) \beta^{3,5} \left(\frac{10^6}{Re} \right)^{0,3} + (0,043 + 0,080 e^{-10 \cdot L_1} - 0,123 e^{-7 L_1}) [1 - 0,11A] \frac{\beta^4}{1 - \beta^4} - 0,031 (M_2' - 0,8 M_2'^{1,4}) \beta^{4,3}$$

Con $L_1 = \frac{\text{lunghezza tra presa e diatramma a monte}}{D}$; $M_2' = \frac{2L_2'}{1 - \beta}$; $A = \left(\frac{19000\beta}{Re} \right)^{0,8}$

La perdita di carico Δh^* indotta dal dispositivo, definita a partire dal dislivello piezometrico a cavallo dello elemento primario Δh , si calcola come segue:

$$\Delta h^* = \frac{\sqrt{1 - \beta^4 (1 - c^2)} - c \beta^2}{\sqrt{1 - \beta^4 (1 - c^2)} + c \beta^2} \Delta h$$

Circa i requisiti di installazione, la norma prevede una tabella divisa in 12 classi upstream (in funzione delle condizioni a monte del dispositivo) ed un'unica classe downstream, indicando tutte le condizioni da rispettare (in particolare riguardo le distanze rispetto ad altri pezzi speciali).

Bocchagli: presentano un imbocco simile a quello di un venturimetro e una sezione di uscita paragonabile a quella di un diatramma, comportando minori perdite di carico e un maggior ingombro. Si distingue tra:

- bocaglio ISA 1932
- bocaglio a grande raggio
- venturimetro-bocaglio

I bocchagli ISA 1932 presentano sempre prese di pressione agli angoli (la camera annulare o individuali) a monte; a valle possono anche essere a distanza fissata.

Valgono i seguenti limiti di impiego:

- $50 \text{ mm} \leq D \leq 500 \text{ mm}$
- $0,3 \leq \beta \leq 0,8$
- $7 \cdot 10^4 \leq Re \leq 10^7$ per $0,3 \leq \beta < 0,44$
- $2 \cdot 10^4 \leq Re \leq 10^7$ per $0,44 \leq \beta \leq 0,80$

L'espressione del coefficiente di portata è $c = 0,9900 - 0,2262\beta^{0,1} - (0,00175\beta^2 - 0,0033\beta^{0,15}) \left(\frac{10^4}{Re} \right)^{1,15}$
Le perdite di carico Δh^* sono da ritenersi approssimativamente valutabili con la formula definita per i diatrammi.

I bocchagli a grande raggio si distinguono in base al loro rapporto di apertura, grande o piccolo in funzione del valore assunto da β . Presentano i seguenti limiti d'impiego e la seguente espressione del coefficiente c , con formula di Δh^* approssimativamente pari a quella dei bocchagli ISA 1932.

- $50 \text{ mm} \leq D \leq 630 \text{ mm}$
 - $0,2 \leq \beta \leq 0,8$
 - $10^4 \leq Re \leq 10^7$
- $$c = 0,9965 - 0,00653 \left(\frac{10^6 \beta}{Re} \right)^{0,5}$$

Il venturimetro boccaglio è essenzialmente un boccaglio dotato di un divergente; presenta minori dissipazioni energetiche e minori stati depressivi a valle, inducendo moti vorticosi di entità minore. Presenta i seguenti limiti di impiego e la seguente espressione di c :

- $65\text{mm} \leq D \leq 500\text{mm}$
- $d \geq 50\text{mm}$
- $0,316 \leq \beta \leq 0,775$
- $1,5 \cdot 10^5 \leq Re \leq 2 \cdot 10^6$

$$c = 0,9958 - 0,196 \beta^{4,5}$$

La perdita di carico dipende da β ($\beta \Rightarrow \Delta h^*$), Re ($\beta \Rightarrow \Delta h^*$), condizioni di installazione e caratteristiche geometriche dell'elemento. Anche per i boccagli la norma prevede una tabella con le distanze da rispettare.

Venturimetri: presentano 2 rastremazioni gradualì, sono di lunghezza significativa ma comportano minori perdite di carico (tipicamente l'angolo del convergente è di 21° mentre quello del divergente di 14° per aumentarne la lunghezza e il graduale ripristino della sezione limitando le perdite di carico).

Si distingue tra le seguenti tipologie di venturimetro, con condizioni d'impiego e c tabellati:

- convergente grezzo di fonderia
- convergente lavorato
- convergente di lamiera saldata

Vale il discorso già effettuato sul venturimetro boccaglio per la stima delle perdite di carico, pur essendo anche ammissibile a titolo orientativo che $\Delta h^* = 5-20\% \Delta h$.

Per ogni misuratore differenziale, se non è possibile rispettare le distanze da altri pezzi speciali è possibile prevedere l'utilizzo di raddrizzatori, dispositivi che consentono il raddrizzamento dei filetti fluidi a monte del dispositivo.

In fase di progetto, la scelta del dispositivo dipende da considerazioni economiche, di ingombro e di perdite di carico; il processo di dimensionamento può essere schematizzato come segue:

1. Scelta del dispositivo
2. Noti σ, v si calcola Re
3. Verifica di compatibilità tra Re e i limiti di normativa
4. Calcolo di $c = f(Re; \beta)$

Da ciò è possibile calcolare un valore teorico del diametro d di strozzamento, essendo Q e D noti; è inoltre necessario stabilire l'entità del dislivello piezometrico Δh tra monte e valle, ammissibile se compreso tra 1 e 2m.

Si osserva che l'equazione deve essere risolta per tentativi fino ad ottenere un valore di Q pari alla portata di progetto.

$$Q = \frac{c(d)}{\sqrt{1-\beta(d)^4}} \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2g \Delta h}$$

Nota d è possibile ricavare il d commerciale, in funzione del quale si valutano β_{comm} e c_{comm} e dunque l'effettivo dislivello piezometrico, da cui è possibile valutare le effettive perdite di carico nel dispositivo e verificare la compatibilità del dispositivo con le condizioni di norma.

Il dispositivo di misura deve essere corredato dalla corrispondente scala di deflusso che consenta la conoscenza immediata della portata defluente in condotta in corrispondenza di un determinato valore di dislivello piezometrico tra monte e valle dell'elemento.

Bisogna inoltre riportare l'andamento della perdita di carico indotta dal dispositivo al variare della portata.

Il Δh viene valutato da un misuratore differenziale di pressione connesso alle prese del misuratore.



Serbatoi Idraulici

Posti di norma tra l'opera di adduzione e la rete di distribuzione, i serbatoi assolvono alle seguenti funzioni:

- Disconnessione idraulica tra ~~rete~~^{opera} di adduzione e rete di distribuzione (contro i colpi d'ariete);
- Fissare il piano dei carichi idraulici sulla rete di distribuzione idrica;
- Compensare la variabilità delle portate richieste dalla rete rispetto alla costanza della portata dovuta all'adduzione (compone un'aliquota del volume contenuto dal serbatoio detta capacità di compenso);
- Fungere da riserva per soddisfare i fabbisogni ordinari nei periodi di interruzione, accidentale o programmata, dell'acquedotto di adduzione (capacità di riserva)
- Sopperire alle richieste straordinarie della rete per lo spegnimento di incendi (capacità antincendio).

Indipendentemente dal loro tipo di impiego, i serbatoi devono essere protetti dall'ambiente circostante (impedendo infiltrazioni e contatto con persone, animali, vegetali), costruiti con materiali non aggredibili dall'acqua e che non ne alterano le caratteristiche e strutturati in maniera tale da garantire un'adeguata ricircolazione, priva di ristagno.

Nella funzione di sconnessione, di norma l'alimentazione della vasca avviene dall'alto: ciò per impedire il suo svuotamento in caso di rottura nell'opera di adduzione oltre che per rendere prefissato il carico in corrispondenza del punto di consegna, così da rendere uniforme il funzionamento dell'acquedotto nel tempo.

Inoltre, si è detto che i serbatoi fissano il piano dei carichi idraulici della rete di distribuzione; ciò perché nel corso della giornata i consumi d'acqua variano e con essi i livelli della linea piezometrica; anche il livello d'acqua nel serbatoio varia tra valori massimi e minimi.

In particolare, per valori bassi di altezza piezometrica (pressione) si registra un livello d'acqua minore nel serbatoio, che indica alta richiesta d'acqua dalle utenze.

Si impone una variazione massima di altezza piezometrica durante il giorno di 20-25m per garantire una maggior durevolezza dell'impianto e prevenire un'erogazione alle utenze con pressioni sensibilmente variabili nel tempo.

Si richiede inoltre un limite massimo di pressione di 70-8100m rispetto al piano campagna per garantire una corretta erogazione alle utenze senza minare l'integrità delle tubazioni; nel caso di centri abitati con sviluppo altimetricamente significativo si suddivide l'area in più livelli di distribuzione tramite il posizionamento di più serbatoi a quote diverse (un esempio è la città di Napoli, avente sviluppo altimetrico tra 0 e 400 m.s.l.m. e con 9 livelli distributivi).

Si definisce capacità di compenso V_c il volume stoccato in un serbatoio per compensare la richiesta delle utenze nelle fasce orarie in cui la portata da erogare in rete è maggiore rispetto a quella addotta. Di norma, si ha:

$$V_c = \frac{1}{3} C_g = \frac{Q_m \cdot 86400}{3}$$

portata di progetto dell'opera di adduzione / portata media della rete
secondi in un giorno
Capacità giornaliera

Tale formula deriva da un'analisi del pattern di consumi delle utenze, desunto da un'analisi statistica dei consumi della rete in ogni fascia oraria in base a dati storicamente determinati. Si definisce fascia oraria di punta quella

corrispondente alla massima richiesta. È possibile schematizzare un GENERICO pattern di consumi (specifico per ogni città) in 3 blocchi da 8h ciascuno:

- 00.00 - 08.00: È empiricamente ammissibile considerare una richiesta pari a Q ; in questa fascia oraria si registra un accumulo pari a $\frac{1}{3} C_g$, grazie all'erogazione di Q_m .
- 08.00 - 16.00: Si assume $Q = 2 \times Q_{adduzione}$ (costante); l'accumulo compensa la richiesta.
- 16.00 - 18.00: Si ritiene $Q = Q_{adduzione}$, dunque accumulo nullo; il serbatoio opera costantemente al proprio livello idrico minimo.

Da questa schematizzazione del pattern risulta evidente la natura della formula di V_c .

Nella analisi statistiche si ottiene solitamente un istogramma composto da 24 fasce orarie da 1h, ciascuna delle quali è definita in base al valore medio dei consumi registrati; talvolta - quando è possibile effettuare analisi in continuo - il diagramma riporta i valori istantanei.

La capacità di riserva V_r è il volume stoccato nel serbatoio per compensare l'eventuale interruzione del servizio adduttivo per attività di manutenzione etc; viene valutata statisticamente in base alla probabilità di interruzione del servizio e il tempo medio di manutenzione, variabile tra 0,75-2 giorni in funzione delle caratteristiche del terreno.

$$V_r = 0,75 \rightarrow 2 \cdot C_g$$

La capacità antincendio V_a è il volume necessario ad alimentare gli idranti in esercizio in caso di incendio; è funzione del numero di dispositivi operanti contemporaneamente (considerando per ciascun idrante una pressione di 5-10m e una portata erogata di 15 l/s), valutato per via probabilistica attraverso la formula del Conti:

$$Q_{inc}^* = 6 \sqrt{P}$$

↓
Popolazione
espressa in MIGLIAIA

Valore di Q_{inc}^*	Numero idranti n	$Q_{effettiva, inc}$
≤ 15 l/s	1	15 l/s
15 \leftrightarrow 30 l/s	2	30 l/s
30 \leftrightarrow 45 l/s	3	45 l/s
...

Si considera un'erogazione per 2ore:

$$V_a = \underbrace{Q_{eff, inc}}_{n \cdot 15 \text{ l/s}} \cdot 7200 \text{ s}$$

Si ha in definitiva che $V_{serbatoio} = V_c + V_r + V_a$

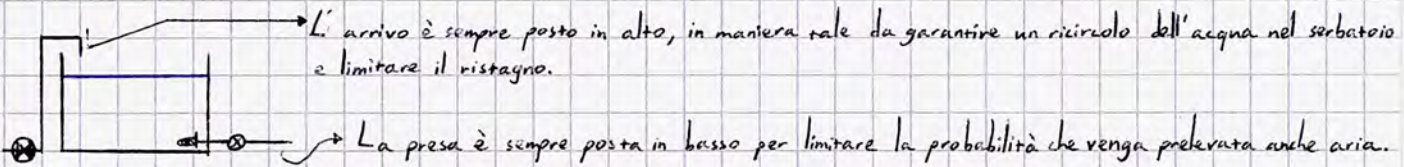
$$\begin{aligned} & \alpha \cdot C_g = \alpha \cdot N_{ab} \cdot \frac{dot}{10000} \quad [m^3] \\ & \quad \downarrow \\ & 0,2 - 0,33 \quad (\text{in f del centro abitato}) \\ & \beta \cdot C_g \quad [m^3] \\ & \quad \downarrow \\ & 0,75 - 2 \quad (\text{in f della probabilità di interruzione}) \\ & \frac{Q_{eff, inc} \cdot 2 \cdot 3600}{1000} \quad [m^3] \quad \left[\frac{l/s}{1000} \right] \end{aligned}$$

Nelle applicazioni pratiche, se $V_r/V_a \geq 4$ si ritiene che il volume antincendio sia incluso in quello di riserva $\Rightarrow V_{serb} = V_c + V_r$

Dal punto di vista della posizione rispetto al centro abitato, i serbatoi si classificano in:

- Di testata: posti tra l'acquedotto esterno e il centro abitato (soluzione più congeniale, più frequente e tecnicamente più valida);
- Intermedio: posto all'interno del centro abitato, frequente nei centri abitati aventi uno sviluppo alimetrico significativo o quando l'area è alimentata da una falda sotterranea.
- Di estremità: situato all'estremità della rete idrica, rappresenta la soluzione più articolata: tra opera di adduzione e rete di distribuzione bisogna prevedere un torrino piezometrico che funge da sconnessione idraulica (senza alcuna funzione di stoccaggio!). In fase notturna, fungendo meramente da sconnessione idraulica il torrino serve l'intera rete idrica, alimentando il serbatoio; quando la richiesta delle utenze supera la disponibilità dell'opera di adduzione, il torrino alimenta parte della rete mentre la parte restante è servita dal serbatoio di estremità; quando infine la richiesta è all'incirca pari alla portata fornita dall'opera di adduzione, al serbatoio arriva una portata nulla, restando a livello costante.

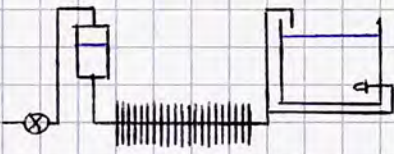
Serbatoio di testata:



Salvo che per piccoli volumi, nel dimensionamento del serbatoio è buona norma considerare almeno 2 vasche (per garantire il servizio anche durante la manutenzione di una vasca).

Oltre alle diramazioni di adduzione e distribuzione, in un serbatoio si prevedono anche dei sistemi di sfioro (in alto, come lo scarico di superficie o di troppo pieno che definisce il massimo livello idrico raggiungibile nel serbatoio; operando in condizioni di emergenza non richiede l'installazione di saracinesche) e di scarico (posti sul fondo, presentano una saracinesca ordinariamente chiusa; si attivano quando è necessario svuotare una vasca).

Serbatoio di estremità:



Bisogna prevedere un impianto di sfioro e scarico su ciascuna vasca (torrino incluso).

La condotta distributrice che collega il torrino al serbatoio avrà un funzionamento alterno a seconda che la portata affluisca al serbatoio o esca da esso per integrare l'eccedenza sulla portata dell'adduzione nell'ora di massimo consumo. Ciò si realizza attraverso un collegamento asservito ad una valvola unidirezionale tra arrivo e presa.

Circa la posizione rispetto al piano di campagna, i serbatoi si classificano in:

- A terra: inteso sul piano di campagna;
- Seminterrato: inteso sul piano di campagna, poi ricoperto di terreno;
- In caverna: interamente sotto il piano di campagna;
- Sopraelevato: presenta una vasca a terra ed una pensile: il volume di compenso è nel serbatoio pensile, mentre nel serbatoio a terra/seminterrato si conserva la riserva; le due vasche sono connesse da sistemi di pompaggio.

I serbatoi seminterrati/interrati rappresentano la soluzione economicamente più vantaggiosa: non occupano spazio sul piano di campagna ed essendo sotto terra non risentono degli sbalzi di temperatura. Tra i due, il serbatoio seminterrato è il più efficace: richiede minori attività di scavo.

Essendo interrati, la copertura di detti serbatoi è di norma impermeabilizzata e termicamente isolata; le vasche, circolari o rettangolari (le prime utilizzate in terreni soggetti a cedimenti differenziali, le seconde sono invece di più facile dimensionamento e realizzazione), sono connesse tra loro e con i vari impianti tramite una camera di manovra.

I serbatoi in caverna, tipicamente realizzati in terreni rocciosi, presentano vasche realizzate da gallerie a sezione generalmente policentrica (per contrastare la spinta del terreno) e tra loro parallele, collegate ad una galleria di accesso che funge da camera di manovra.

I serbatoi pensili, realizzati in centri abitati pianeggianti in cui non è possibile garantire il carico necessario per la rete. La vasca sopraelevata è logicamente isolata termicamente, con pareti a struttura doppia (con intercapedine) e copertura rivestita in materiali isolanti). Per motivi tecnico-realizzativi si realizzano serbatoi con capacità massima di 20000 m^3 , limitando ad essi la sola capacità di compenso. Esistono varie tipologie e altrettanti criteri di progettazione di serbatoi pensili, tra essi si segnalano i serbatoi Hintze (in CLS gettato in opera, rappresentano la configurazione classica e presentano un'elevazione di 25-35m) e quelli troncoconici in c.a.p., più diffusi, che raggiungono altezze di 50-60m.

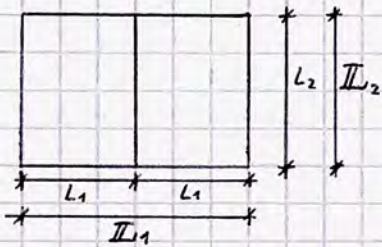
La camera di manovra prevede più vani, spazi ed opere che consentono di attivare gli opportuni funzionamenti del sistema in condizioni ordinarie e di manutenzione.

I serbatoi a singola vasca contengono di norma 250-300 m³ (per ragioni economiche è ammesso realizzare una vasca unica, in caso di manutenzione bisognerà garantire un collegamento diretto tra adduzione e rete); tipicamente però detti sistemi sono composti da almeno 2 vasche: in questo modo è possibile procedere nelle operazioni manutentive senza interrompere il servizio.

La forma rettangolare è quella di più facile realizzazione ed esercizio; quella circolare è dotata di fondazione a calotta che compensa i cedimenti differenziali.

Per dimensionare un serbatoio occorre fissare un tirante idrico (livello idrico massimo), solitamente compreso tra 3,5 m (per garantire una limitazione nei tempi di ritenzione della singola particella d'acqua, limitando al contempo l'ingombro in pianta delle vasche) e 6-7 m (per limitare la spinta idrostatica alla base delle pareti del serbatoio oltre ai costi di scavo/realizzazione in elevazione; in questo modo si ha inoltre una minor variazione del livello idrico nel serbatoio nel corso della giornata).

Noto il tirante idrico e il volume totale, è possibile procedere nel dimensionamento di un serbatoio: per un serbatoio a pianta rettangolare si impongono le due dimensioni in pianta, tendendo al rapporto ideale di 2/3 per la coppia di vasche e 3/4 per la singola vasca in maniera tale da minimizzare il materiale impiegato a parità di volume (si minimizza il perimetro del rettangolo):



Si osserva che $II_1 = 2L_1$, mentre $II_2 = L_2$. Dimostriamo la veridicità delle dimensioni ritenute ideali.

Il perimetro bagnato, somma delle pareti a contatto con l'acqua, è pari a:

$$P = n_1 II_1 + n_2 II_2 \quad \begin{matrix} n_1 = \text{numero di elementi di lunghezza } II_1 \Rightarrow 2 \\ n_2 = \text{numero di elementi di lunghezza } II_2 \Rightarrow 3 \end{matrix}$$

L'area complessiva delle vasche è $A = II_1 \cdot II_2$.

Definita una funzione α che correla l'area al perimetro del serbatoio in base ad un parametro λ , è possibile condurre due derivate parziali rispetto a II_1 ed II_2 per identificare il punto di minimo:

$$\alpha = n_1 II_1 + n_2 II_2 - \lambda (II_1 \cdot II_2 - A)$$

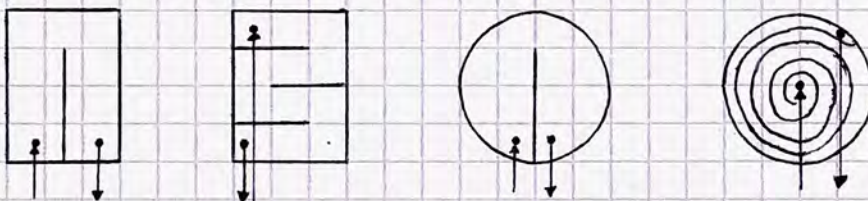
$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \alpha}{\partial II_1} = 0 &\Leftrightarrow n_1 - \lambda II_2 = 0 \Leftrightarrow \lambda = \frac{n_1}{II_2} \\ \frac{\partial \alpha}{\partial II_2} = 0 &\Leftrightarrow n_2 - \lambda II_1 = 0 \Leftrightarrow \lambda = \frac{n_2}{II_1} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{II_1}{II_2} = \frac{n_2}{n_1} \Rightarrow A = \frac{n_2}{n_1} II_2^2$$

Si ha quindi che:

$$II_1 = \sqrt{\frac{n_2}{n_1} A} ; II_2 = \sqrt{\frac{n_1}{n_2} A} ; L_1 = \frac{II_1}{n_2 - 1} ; L_2 = II_2$$

Per un serbatoio rettangolare a due vasche, $n_1 = 2$ e $n_2 = 3 \Rightarrow \frac{II_1}{II_2} = \frac{n_2}{n_1} = \frac{3}{2} ; L_1 = \frac{II_1}{2} = \frac{3}{4} II_2 = \frac{3}{4} L_2 \Rightarrow \frac{L_1}{L_2} = \frac{3}{4}$

In realtà, nelle vasche di L_1 maggiore di 5-6 m si realizzano dei setti interni che fungono sia da appoggio ulteriore della copertura che da dispositivi che impongono un preciso moto all'acqua per evitarne il ristagno. In vasche rettangolari i setti vengono sempre realizzati in numero dispari (per garantire un corretto ricircolo). Nelle vasche circolari si considera un singolo setto diametrico ed uno a spirale.



Nella realizzazione delle vasche è buona norma realizzare una pendenza del 1-2‰, con un fondo a falde per garantire una direzione preferenziale di ricircolo e zone preferenziali di accumulo dei sedimenti; gli spigoli inoltre sono smussati o con angoli di 180° per ridurre il ristagno e l'accumulo.

Le pareti interne del serbatoio presentano rivestimenti impermeabilizzanti spessi almeno 2 cm per limitare le infiltrazioni nel C.L.S.

La camera di manovra è una struttura a due livelli: al piano terra sono presenti dei volantini per la movimentazione delle valvole al livello inferiore (grazie a delle aste telescopiche); al piano superiore sono presenti tutte le tubazioni, le valvole e le altre componenti, inclusi i dispositivi di arrivo alla vasca (in un punto alto all'estremità della vasca) e di presa da essa (in basso e verso il centro).

La copertura del serbatoio viene realizzata con uno strato di 60-70 cm di terreno (isolamento termico) e una cappa impermeabile in battuto di cemento ricoperto di manto impermeabile.

Sotto il serbatoio si realizza di norma una canaletta di raccolta delle acque pluviali per garantirne il drenaggio.

In fase di realizzazione e di manutenzione è obbligatorio effettuare una prova di tenuta delle vasche per verificare l'assenza di dispersioni idriche dovute ad errori di realizzazione; essa è da ritenersi soddisfatta per perdite inferiori ai $2-3 \text{ l/m}^2$ di parete al giorno (la prova ha una durata di 15-30 giorni).

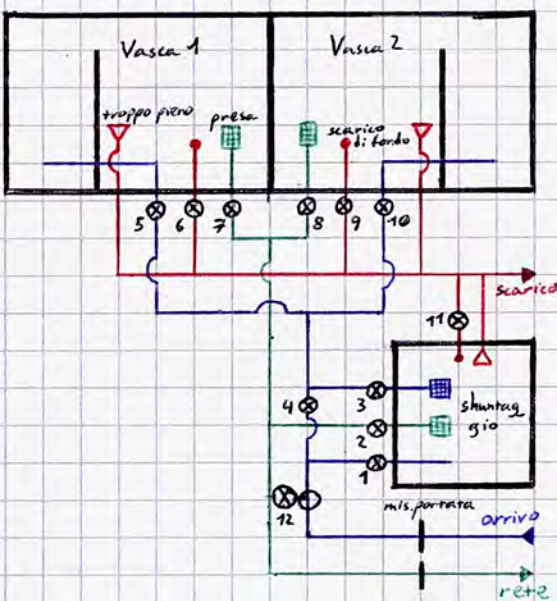
La frequenza con cui viene effettuata la prova sui serbatoi nel corso della loro vita utile dipende dalla loro vetustà e dalla presenza di interventi di risanamento:

- Ogni anno se il serbatoio non è stato risanato negli ultimi 30 anni;
- Ogni 2 anni se non è stato risanato negli ultimi 15-30 anni;
- Dopo 5 anni dalla realizzazione /risanamento.

Camera di Manovra

L'acqua dell'opera di adduzione attraversa diverse componenti - contenute in una camera di manovra - prima di essere convogliata nel serbatoio: si attraversa inizialmente un misuratore di portata, un pozzetto di shuntaggio (funge da sconnessione idraulica tra l'opera di adduzione e la rete di distribuzione nel caso in cui entrambe le vasche siano in manutenzione; se l'acqua permane in esso per 15-20 minuti è anche possibile condurre la prima fase di disinfezione dell'acqua in esso attraverso una preclorazione, per tempi di ritenzione inferiori invece bisogna effettuare la clorazione direttamente nelle vasche, operazione più complessa), viene infine condotta alle vasche. La presa dalle vasche verso la rete di distribuzione è posta in un vano al di sotto del fondo del serbatoio che funge sia da vasca di raccolta del materiale sedimentario - periodicamente prelevato - che da minimo tirante idrico per gli impianti di pompaggio.

Esistono diversi possibili funzionamenti della camera di manovra in virtù di un numero elevato di saracinesche, come intuibile dallo schema seguente:



Manutenzione delle vasche: 7-8 CHIUSE (prodotti, contaminanti ecc)
6-9 APERTE (scarico)
5-10 CHIUSE (sicurezza)
1-2 APERTE (bypass)
3-4 CHIUSE
11 CHIUSA
12 CHIUSA

La saracinesca 4 si apre unicamente in caso di manutenzione del pozzetto di shuntaggio; analogamente la saracinesca 12, bypassando tutto il sistema, compromette la sconnessione idraulica tra adduzione e distribuzione e va aperta unicamente in condizioni estreme.

Tutti gli scarichi convogliano l'acqua in una canaletta di raccolta, in cui confluisce anche l'acqua pluviale prima del trasferimento in fognatura; l'elemento a quota minima di una vasca è proprio lo scarico di fondo.

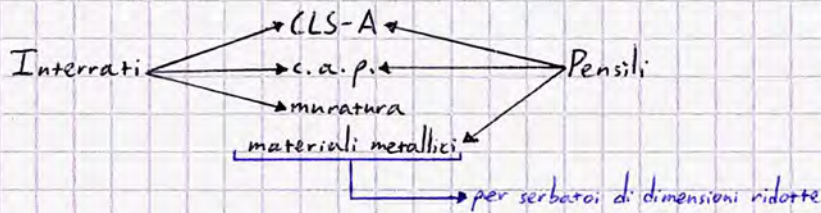
Vanno effettuati diversi accorgimenti ulteriori per garantire un funzionamento efficace dell'impianto: l'accesso alle vasche si effettua tramite porte-poste a quota maggiore rispetto al livello idrico massimo del serbatoio - dotate di griglie di areazione per evitare sovrappressioni dettate dalla variazione di livello idrico nel tempo; l'illuminazione delle vasche è rigorosamente antituffo, accesa solo in caso di necessità poiché la luce favorisce la crescita di organismi.

Viene inoltre prevista una botola nel solaio per consentire la movimentazione di macchinari in fase di manutenzione; le saracinesche sono fissate tramite mattoni ed elementi metallici per limitarne le vibrazioni; inoltre, a causa del differente periodo di oscillazione, ogni vasca è dotata di giunti sismici.

Nel caso di un serbatoio di estremità a ciò si aggiunge una valvola di non ritorno nella condotta di presa per evitare interferenze durante l'alimentazione dal torrone piezometrico.

Come anticipato, i serbatoi pensili accolgono la sola capacità di compenso; esistono due possibili dinamiche: l'acqua arriva direttamente al pensile con l'energia richiesta (senza pompaggio: il sistema è più potente) o viene pompata dal serbatoio interrato; la scelta deriva da analisi economiche. In ogni caso, la camera di manovra presenta due impianti di pompaggio, che hanno funzioni operative e di manutenzione; essendo vi due vasche interrate e una pensile è inoltre assente il pozzetto di sbruttaggio (funzione assolta dal pensile). Le due pompe garantiscono il ricircolo periodico dell'acqua tra le tre vasche (2 o 3 volte al giorno, per preservarne le caratteristiche), sostituiscono l'energia fornita dal pensile in fase di manutenzione e, in caso di manutenzione dell'opera di adduzione, inviano la capacità di riserva delle vasche interrate al pensile.

A seconda della tipologia statica, i materiali utilizzati per i serbatoi sono:



Tra i serbatoi in galleria, quello di Caposimonte è un mirabile esempio di ingegneria idraulica del napoletano: tra i più antichi del sistema di distribuzione attualmente in uso, è composto da 7 vasche lunghe circa 230m aventi configurazione lineare o a zig zag (essendo scavate a mano) alte tra i 7 e i 10 metri.

Dimensionamento di un serbatoio di testata e delle sue opere interne

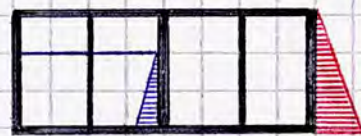
Sono state definite:

- $V_c = \frac{1}{3} C_g = \frac{Q_m \cdot 86400}{3}$;
- $V_r = 0,75 \rightarrow 2 C_g = 0,75 \rightarrow 2 (Q_m \cdot 86400) = V_{\text{serbatoio}}$
- $V_a = Q^*_{inc} \cdot 7200s$;
- Forma preferibilmente rettangolare;
- Altezza tra i 3,50 e i 7m;
- Dimensioni in pianta in rapporto di $\frac{2}{3}$ ($\frac{3}{4}$ per singola vasca);

È possibile ora valutare un iter procedurale di dimensionamento:

- ① Si calcola la portata di progetto $Q_m = dot \cdot Nab / 86400$
- ② Si valutano V_c , V_r , V_a (quest'ultima passando per la formula del Conti) e il rapporto $V_r/V_a > 4$ per calcolare V_{serb} ;
- ③ Fissato il tirante idrico massimo (ad es. $H_{max} = 5,0m$) si calcola l'area di base del serbatoio;
- ④ Si calcolano II_1 ed II_2 in funzione del rapporto $II_1/II_2 = 3/2$, approssimandole a 0,50m (garantendo $A' \geq A$);
- ⑤ Si valuta il volume effettivo del serbatoio e della singola vasca ($V_{eff, serb/2}$);
- ⑥ Si valutano le dimensioni della singola vasca.

⚠ La spessore del setto di separazione è inferiore rispetto a quello delle pareti perimetrali della vasca; ciò perché se una delle due vasche è in manutenzione la parete comune alle due vasche subisce una spinta idrostatica sulla faccia della vasca in esercizio non bilanciata dall'altra; parimenti le pareti esterne devono sopportare la spinta del terreno. Inoltre, durante la prova di tenuta non è presente il terreno di riporto esterno, il che determina un problema inverso!



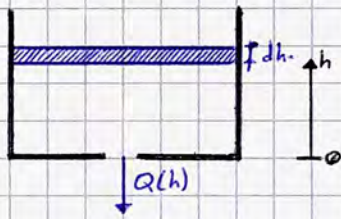
Per il dimensionamento delle componenti interne alla vasca bisogna effettuare dei richiami di foronomia: la foronomia di luce a battente caratterizza il funzionamento idraulico dello scarico di fondo, quella di luce a stramazzo schematizza invece lo scarico di superficie.

$$Q = \mu C \sqrt{2gh} ; \mu = 0,611 \text{ (luce a battente)} \quad Q = \mu \cdot B \cdot h_o \sqrt{2g \cdot h_o} ; \mu = 0,41 \text{ (stramazzo NON Thompson)}$$

Dimensionamento dello scarico di fondo

Lo scarico di fondo può essere modellato come una luce di fondo (coefficiente di efflusso $\mu = 0,60$) con battente $h(t)$ variabile nel tempo; riducendosi il livello idrico diminuisce la pressione, dunque la portata; raggiunto il tempo di svuotamento T_s la portata diventa nulla.

È logico dunque ragionare in termini differenziali:



$$t=0 \Rightarrow h=H_{max} ; \quad t=T_s \Rightarrow h=0$$

$$V=Q(h) \cdot t \Rightarrow dV = -Q(h) dt, \quad \text{con } Q = \mu_b \cdot \sigma \cdot \sqrt{2gh} \quad (\text{tecnica})$$

nel singolo istante si assume $Q = \text{costante}$
si riduce nel tempo

Si ha quindi che $dV = -\mu \sigma \sqrt{2gh} \cdot dt \Rightarrow dt = -\frac{dV}{\mu \sigma \sqrt{2gh}}$

Considerando una vasca rettangolare, $dt = -\frac{A \cdot dh}{\mu \sigma \sqrt{2gh}}$;

integrando entrambi i membri, si ha che:

$$\int_0^{T_s} dt = -\int_{H_{max}}^0 \frac{A dh}{\mu \sigma \sqrt{2gh}} = \frac{A}{\mu \sigma \sqrt{2g}} \int_0^{H_{max}} h^{-1/2} dh;$$

Volume della singola vasca, rispetto cui si sta dimensionando il SINGOLO SCARICO DI FONDO.

$$T_s = \frac{A}{\mu \sigma \sqrt{2g}} \left[2h^{1/2} \right]_0^{H_{max}} = \frac{2A}{\mu \sigma} \sqrt{\frac{H_{max}}{2g}} = \frac{2AH_{max}}{\mu \sigma \sqrt{2g} H_{max}} = \frac{2 \cdot V_{vasca}}{\mu \sigma \sqrt{2g} H_{max}} = \frac{V_v}{Q_m}$$

$Q(H_{max})$, portata all'istante $t=0$

Valore medio della portata (NON registrato a $t/2$!)

In fase di dimensionamento, si fissa $T_s = 3-4 h$ (da esprimere in secondi) e si ricava σ , da cui si ottiene il diametro

teorico della tubazione che, convertito in diametro commerciale, consente di valutare l'effettivo tempo di svuotamento.

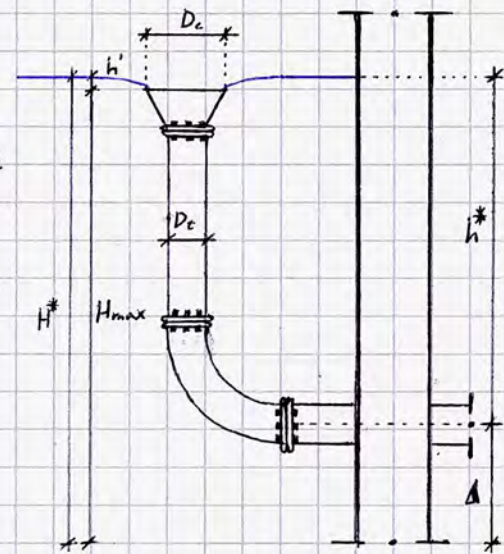
Il limite su T_s deriva da requisiti di natura tecnica: tempi di svuotamento superiori sono eccessivi, tempi minori richiederebbero diametri significativi e un conseguente maggior dimensionamento della canaletta di scarico e della fognatura (si riscontra infatti che di norma $Q_0 = 10 Q_m$).

Dimensionamento dello scarico di superficie

Lo scarico di superficie è essenzialmente composto da un calice superiore tronco-conico ed una tubazione sottostante di convogliamento e smaltimento.

Dimensionamento del calice: il calice è modellabile come una luce a stramazza ($\mu_s = 0,41$) di base circolare (pari alla lunghezza della circonferenza di diametro D_c) e avente carico h' nell'ordine dei 3-7 cm (alla sezione di imbocco); assumendo che la portata da smaltire sia pari alla portata di progetto (in ingresso alla vasca) Q_m è possibile dimensionare il diametro superiore del calice:

$$Q_m = \mu_s \cdot \pi D_c \cdot h' \sqrt{2gh'} \Rightarrow D_c = \frac{Q_m}{\mu_s \pi h' \sqrt{2gh'}}$$



Battente: livello idrico che si genera prima della sezione di chiamata allo sbocco, riduzione della vena idrica dovuta allo stioro.

Il dimensionamento della tubazione dello scarico si effettua in ragione di una verifica a saturazione: a livello teorico sono sufficienti diametri ridotti, ma è economicamente più vantaggioso considerare classi diametrali già impiegate (- stock). Si verifica dunque che il battente h^* sul tronco orizzontale della tubazione è relativo a Q_m sia non superiore al battente disponibile $H^* = H_{max} + h' - \Delta$, con Δ distanza tra asse della tubazione e fondo vasca (30 cm) e schematizzando la tubazione come luce a battente ($\mu_b = 0,60$).

Si ha quindi che $h^* = \frac{Q_m^2}{M_b^2 \cdot \sigma^2 \cdot 2g} \leq H^* = H_{max} + h' - \Delta$; con $\sigma = \frac{\pi D_c^2}{4}$

Dimensionamento della canaletta di scarico

Presenta funzionamento a pelo libero (racoglie le acque provenienti da scarichi di fondo e scarichi di superficie di vasche e pozzetto di shuntaggio); nelle ipotesi di moto uniforme, considerando una sezione rettangolare in calcestruzzo ben liscio e pendenza $i = 1,0\%$, si utilizza la formula di resistenza di Gauckler-Strickler da cui, fissata la base della canaletta (50-60 cm) è possibile ricavare la sua altezza in funzione della portata massima Q_{max} , ottenuta valutando la portata all'istante $t=0$ di simultanea apertura degli scarichi di fondo di entrambe le vasche (condizione più gravosa: manutenzione di entrambe le vasche) e ipotizzando l'attivazione dello scarico di superficie del pozzetto di shuntaggio (di volume limitato!)

$$Q_{st} = M_b \sigma_{st} \sqrt{2g H_{max}} \quad \sigma_{st} = \frac{\pi D_{st}^2}{4} \quad Q_{ss, shuntaggio} = Q_m$$

↓ scarico di fondo

$$Q_{max} = 2 Q_{st} + Q_m$$

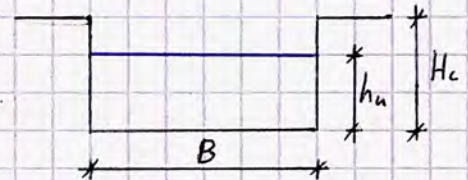
Applichiamo dunque la formula di Gauckler-Strickler, considerando un coefficiente di conducibilità idraulica di $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (K_{GS} del calcestruzzo ben liscio):

$$Q_{max} = K_{GS} \sigma R^{2/3} i^{1/2} = K_{GS} \sigma \left(\frac{\sigma}{\chi} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2} = K_{GS} (B \cdot h_u) \left(\frac{B \cdot h_u}{B + 2h_u} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2} \Rightarrow h_u \text{ nota}$$

↓ contorno bagnato

A vantaggio di sicurezza, si considera un grado di riempimento massimo del 70%; ne segue che l'altezza effettiva della canaletta H_c si ottiene da:

$$H_c = \frac{h_u}{0,70}$$



Dimensionamento del pozzetto di shuntaggio

Funge principalmente da sconnessione idraulica quando le vasche sono inattive per manutenzione; se il tempo di detenzione T_D è nell'ordine dei 15-20 min è inoltre possibile effettuare la preclorazione, processo di potabilizzazione dell'acqua.

Il dimensionamento si realizza valutando il volume V_{sh} come prodotto tra portata di progetto Q_m e tempo di detenzione T_D ; si fissa poi un tirante idrico massimo H_{sh} , pari al tirante idrico massimo delle vasche H_{max} incrementato di 50 cm per compensare le perdite di carico localizzate dovute alla presenza di numerosi pezzi speciali. Essendo il pozzetto di norma a base quadrata, nota l'area di base A_{sh} è noto anche il lato L_{sh} .

$$V_{sh} = Q_m \cdot T_D \quad T_D = 15 - 20 \text{ min}$$

$$A_{sh} = \frac{V_{sh}}{H_{sh}} \quad H_{sh} = H_{max} + 50 \text{ cm}$$

$$L_{sh} = \sqrt{A_{sh}}$$

Se $L_{sh} \geq 1,40 - 1,50 \text{ m}$, per evitare eccessivi ingombri nella camera di manovra si rinuncia alla attività di preclorazione e si fissa $L_{sh} = 1,40$ o $1,50 \text{ m}$, ricalcolando il volume effettivo V_{sh} e il relativo tempo di detenzione.

Consigli nel dimensionamento:

• Imporre il tempo di svuotamento al suo massimo (4h); noto il D teorico è possibile aumentarlo e ridurre i tempi.

• Il calcolo delle opere interne si effettua col **DIAMETRO EFFETTIVO**, non quello nominale

• Per il dimensionamento del calice ci si riferisce al convergente compatibile col diametro ottenuto e dunque il DN conseguente (più essere necessario impiegare più convergenti in serie per passare al D_{comm} della tubazione).

• A secondi = a ore + b minuti + c secondi, con $\frac{A}{3600} = a, x$ $A - 3600 \cdot x = B$; $\frac{B}{3600} = b, y$; $C = B - 3600 \cdot y$

↓
 $c = \frac{C}{3600}$

Reti di distribuzione idrica

La rete di distribuzione idrica è un'opera che consente di alimentare le utenze a partire dal serbatoio di stoccaggio, culmine dell'opera di adduzione.

Di norma, dal serbatoio si dirama una condotta di avvicinamento al centro abitato prima dell'immissione nella effettiva configurazione magliata (eventualmente aperta o, più frequentemente, mista) per garantire il servizio alle singole utenze. La configurazione di una rete è dunque spaziale e molto articolata, il che implica un dimensionamento più complesso.

Per evitare che nei punti a quote geodetiche particolarmente ridotte si sottra di pressioni eccessive, di norma si stabiliscono più sezioni distributive, definendo per ogni serbatoio un'area di influenza dettata da una differenza di quota rispetto a quella del serbatoio entro i 100m.

Poiché dall'acquedotto municipale si diramano diverse colonne montanti dei singoli edifici, a loro volta legate ai diversi allacci dei singoli apparecchi, il dimensionamento complessivo della rete si effettua in base a dei coefficienti di contemporaneità che definiscono l'effettiva attivazione simultanea degli apparecchi durante il giorno.

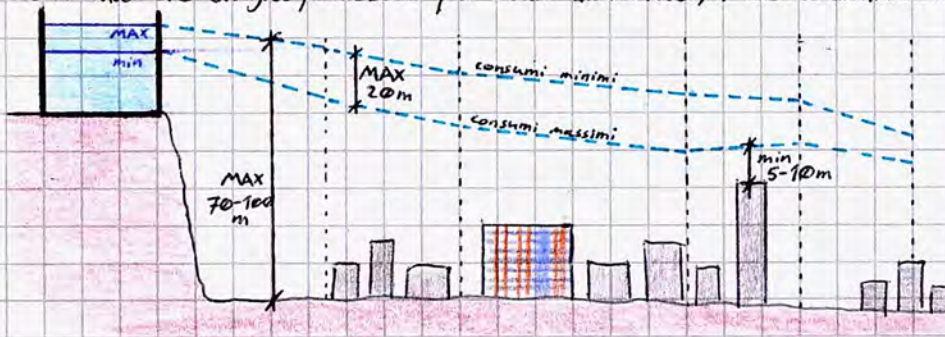
Di norma, le direttrici principali della maglia si attestano parallelamente agli assi viari principali.

Le utenze servite possono classificarsi in:

- Private
- Pubbliche
 - fontane
 - impianti antincendio
 - irrigazione
 - lavaggio delle fognature
- di servizio

In alcuni centri abitati - particolarmente le grandi città come Roma e Parigi - si prevedono delle reti duali, in cui sono presenti più reti contemporaneamente che assolvono a funzioni differenti (invece di un'unica rete con diametri di notevole dimensione, che provocherebbero un impatto significativo in caso di malfunzionamento).

Più ci si allontana dal serbatoio nella rete, minore è la portata: ciò perché parte della portata in rete è stata già distribuita alle utenze a monte. Ne segue logicamente che in una rete bisogna prevedere più classi diametrali, il che determina una linea piezometrica a spezzata.

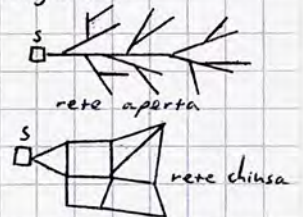
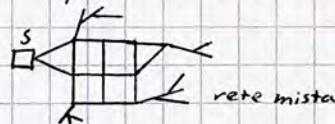


Bisogna rispettare:

- Al più 100m tra quota di sfioro del serbatoio e punto più basso;
- Almeno 5-10m dal solaio di copertura dell'edificio alla piezometrica di massimi consumi;
- Al più 20-25m tra le piezometriche di minimo e massimo consumo per limitare le ripetute sollecitazioni di pressione e le conseguenti perdite idriche nelle giunzioni.

Esistono più tipologie di reti di distribuzione idrica:

- Aperte o a connessione semplice: il percorso dal serbatoio a qualsiasi nodo è unico.
- Chiuse o a connessione multipla: il percorso dal serbatoio a qualsiasi nodo non è unico.
- Miste: reti con un insieme chiuso e rami aperti

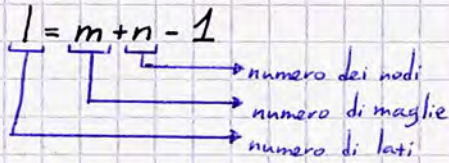


Tra queste, la configurazione ideale è costituita dalla rete a maglie chiuse, essendo la più elastica; quella più presente sul territorio è però la configurazione mista: le aree periferiche sono di norma servite da tronchi non magliati, ed almeno la configurazione aperta è assolutamente da evitare, poiché la rottura di un singolo condotto implicherebbe l'interruzione del servizio per tutte le utenze a valle dello stesso!

All'interno di una rete di distribuzione a maglie chiuse si individuano le seguenti componenti:

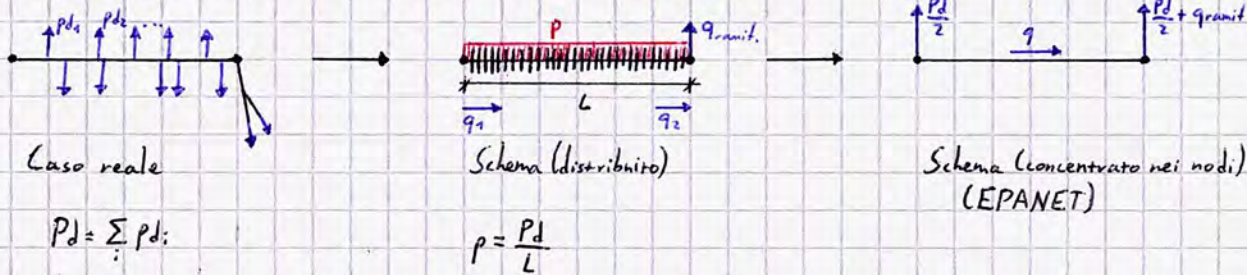
- Una condotta di avvicinamento, che collega il serbatoio alla rete (talvolta sono due in parallelo);
- Una o più maglie principali e uno o più ordini di maglie secondarie, di minor diametro;
- Condotte minori per l'allacciamento alle utenze.

Escludendo eventuali rami ad antenna, vale la seguente relazione topologica:



la relazione è particolarmente utilizzata nel dimensionamento

L'erogazione alle utenze avviene tramite diramazioni che conducono alle montanti dei singoli edifici, talvolta così frequenti nello sviluppo dell'acquedotto da essere schematizzabili nel calcolo idraulico come delle erogazioni uniformemente distribuite lungo il percorso, cui si aggiungono delle erogazioni concentrate nei nodi da cui si diramano delle ramificazioni ad antenna. Nella modellazione digitale (EPANET), non essendo possibile definire un'erogazione distribuita si concentra nei nodi di estremità del singolo tratto la portata complessivamente distribuita in esso.



Come intuibile dallo schema a p. 83, la rete di distribuzione opera in condizioni di moto vario, anche se con una lenta variabilità nel tempo, dettata dalla variazione della richiesta d'acqua delle utenze nel corso della giornata; ciò consente di analizzare le differenti soluzioni operative in condizioni staticamente indipendenti, aventi come condizioni estreme quella di moto permanente nell'ora di punta (serbatoio al livello idrico minimo) e nell'ora di minor consumo (serbatoio al massimo livello idrico).

Una rete idrica ben dimensionata deve rispettare i seguenti requisiti:

- Almeno 5m di carico sulla copertura degli edifici in fascia oraria di punta e col serbatoio al suo livello minimo;
- Al più 70m di carico nelle tubazioni nelle ore di minimo consumo e col serbatoio al suo livello massimo;
- Il contenimento delle oscillazioni del cielo piezometrico entro i 20-30m;
- In caso di incendio, un carico sul piano stradale non inferiore a 5m e un'erogazione all'utenza almeno pari all'80% della portata media giornaliera;
- In caso di interruzione del servizio in uno o più tronchi, l'erogazione della portata media giornaliera in ogni tratto non interessato.

Essendo la rete soggetta a notevoli variazioni di portata nel corso della giornata, risulta assolutamente illogico - contrariamente a quanto fatto nella opera di adduzione - dimensionare l'impianto in ragione di una portata media. Per poter valutare efficacemente la condizione più gravosa di erogazione per la rete, corrispondente alla fascia oraria di punta, si definisce un coefficiente di punta C_p , moltiplicativo rispetto alla portata media e desunto da analisi statistiche sul comportamento degli utenti, che consente di valutare la portata di punta Q_p ipotizzando che nell'ora di punta tutte le erogazioni si incrementino del fattore C_p rispetto alla portata media.

In caso di reti con più livelli di distribuzione, è possibile definire i serbatoi come una rete in serie o in parallelo, scegliendo cioè se alimentare i serbatoi a cascata o definire collegamenti indipendenti all'opera di adduzione per ciascun serbatoio.

$$C_p = 20 \cdot N_{ab}^{-0,20}$$

$$Q_m = \frac{dot \cdot N_{ab}}{86400}$$

$$Q_p = Q_m \cdot C_p$$

Si osserva che all'aumentare del coefficiente di punta si riduce il numero di abitanti e viceversa: ciò perché nei centri abitati di maggior dimensione l'utilizzo della risorsa idrica è più eterogeneo e legato ad una molteplicità di usanze e tradizioni (logicamente, ne segue un aumento della portata media da erogare).

In caso di incendio, è necessario che la rete sia in grado di assicurare una corretta erogazione del servizio fornendo al contempo il carico necessario per l'attivazione degli idranti.

Bisogna assicurare alle utenze una pressione minima di 5m sul solaio di copertura degli edifici; garantendo al contempo una portata pari all'80% della portata media giornaliera.

In definitiva, si ha che:

$$Q_{rete, incendio} = Q_{inc} + 0,80 \cdot Q_m$$

\swarrow $n \cdot 15 \text{ L/s}$, con n pari al numero di idranti da dover attivare contemporaneamente in virtù dei risultati della formula empirica del Conti.

In presenza di una rottura, è imperativo che la rete abbia l'elasticità necessaria per garantire un'efficace erogazione del servizio alle utenze non interessate dall'interruzione di fornitura idrica, garantendo un livello di pressione di almeno 5m sul solaio di copertura in presenza della portata media giornaliera.

$$Q_{rete, rottura} = Q_m$$

Ne segue logicamente che la rete deve essere verificata in 3 condizioni: punta, incendio, rottura.

Per valutare le erogazioni medie giornaliere si procede, in via approssimata, all'individuazione nel PRG del centro abitato di zone urbanistiche omogenee e alla valutazione della loro densità abitativa.

In base alla geometria della rete si attribuiscono ai lati delle maglie principali le rispettive aree di influenza, ovvero le utenze servite; esse possono essere individuate in modo semplificato o tenendo conto degli effettivi percorsi delle maglie secondarie.

Dimensionamento di una rete di distribuzione idrica

Il dimensionamento di una rete chiusa non può essere condotto con l'approccio e le formulazioni classiche: il problema presenta un elevato grado di indeterminazione algebrica.

Nella risoluzione, infatti, sono noti unicamente:

Il dimensionamento della rete si effettua in base alla massima portata tra Q_{punta} e $Q_{incendio}$.

- Coefficienti di scabrezza delle tubazioni (materiale utilizzato);
- Lunghezze dei lati della rete (dati geometrici);
- Entità delle erogazioni distribuite e concentrate in riferimento alla condizione di funzionamento considerata (in genere quella di punta, essendo di massimo consumo).

Sono incogniti gli L diametri degli L tronchi della rete, le $n-1$ quote piezometriche nei nodi e le $L+1$ portate (o portate equivalenti) defluenti lungo i lati; si ha un totale di $2L+n-2$ incognite; ciò implica che, in aggiunta alle $N-1$ equazioni di continuità linearmente indipendenti e alle $L-1$ equazioni del moto indipendenti, sono necessarie altre L relazioni.

Dette relazioni mancanti possono essere ricavate attraverso un criterio di appoggio di natura economica, approccio complementare per il dimensionamento, sui diametri delle tubazioni; riducendo di L volte il numero di incognite il sistema diventa determinato.

Incognite

Diametro	$\forall L$ tratto	} \Rightarrow	L diametri
Q			$L-1$ portate (una è dipendente)
Carico (energia)	$\forall N$ nodo		$N-1$ quote piezometriche (una è dipendente)

È infatti nota la quota piezometrica del nodo di immissione della condotta di avvicinamento:

$$H_A = Q_{it, serbatoio} + \Delta H_{condotta \text{ di avvicinamento}}$$

Analogamente, è nota la portata nel nodo di immissione; nota la portata in uno dei tratti di uscita dal nodo suddetto l'altra è nota per differenza; ne segue che una portata dipende dalle altre.

Per ragionamenti analoghi, le equazioni di continuità nei nodi non sono tutte linearmente indipendenti tra loro (una è un'identità); anche le formule di resistenza nei singoli tratti, basandosi sulle equazioni di continuità, sono $L-1$: noti i ΔH in $L-1$ tratti l'ultimo è dipendente.

Il criterio appena menzionato, detto **criterio di dimensionamento di Foltz**, correla la variazione di costo delle tubazioni alla variazione del loro diametro nominale, ovvero - indirettamente - alle perdite di carico all'interno del condotto stesso (ΔH).

Il metodo presuppone l'inserimento di m sconnessioni virtuali (con m pari al numero di maglie) per trasformare la configurazione chiusa in aperta, realizzando dei percorsi con punti iniziali e finali sezionati tramite delle **saracinesche virtuali**.

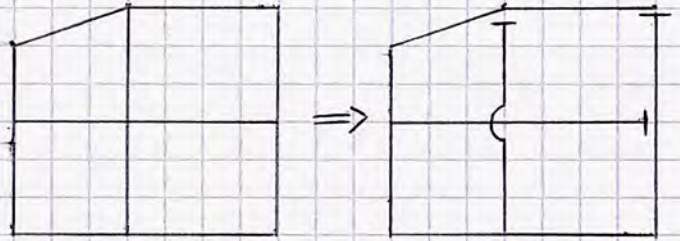
Ipotizzare una sconnessione in un punto implica imporre $Q=0$ nel punto stesso; ne segue che, essendo nota la portata in corrispondenza della sconnessione, è possibile identificare le portate in ogni tratto applicando le equazioni di continuità, essendo note le portate da erogare alle utenze.

$$Q_{OUT} + Q_{utenze} = Q_{IN}$$

In particolare, bisogna inserire $k-1$ sconnessioni in prossimità del nodo idraulicamente più sfavorito (con k pari al numero di tratti confluenti nel nodo); le sconnessioni restanti si dispongono preservando l'anello più esterno e applicando il criterio di minima resistenza nei tratti interni.

Una volta definito il singolo percorso, determinando attraverso la continuità le portate di estremità (e, di conseguenza, le portate equivalenti), ipotizzando che i costi delle tubazioni crescano linearmente col tempo e che le leggi di resistenza adottate siano del tipo:

$$H_i = k_i \cdot \frac{Q_i^d}{D_i^B} \cdot L_i$$



È possibile applicare le equazioni di minimo costo, scritte nella forma $\sum H_i = H = c \cdot \sum L_i \sqrt[3]{Q_{eq,i}}$, in cui la costante di proporzionalità c , diversa per ogni percorso, può essere determinata osservando che la perdita totale di carico nel percorso (H) è nota, essendo la quota piezometrica nel nodo di origine del percorso assegnata (ad esempio la quota nel nodo di immissione della condotta di avvicinamento); in corrispondenza della sconnessione si impone che la quota piezometrica sia tale da consentire l'alimentazione ad un'ipotetica utenza posta all'ultimo livello di un edificio.

Si ottengono dunque dei diametri compatibili con le perdite di carico identificate nei singoli percorsi; dai diametri teorici si effettua una procedura di ritocco dei diametri per delineare un impianto tecnicamente realizzabile ed economicamente sostenibile:

- Si considera una classe minima DN80 per consentire l'allaccio delle apparecchiature dei Vigili del Fuoco;
- Si minimizzano le classi complessivamente utilizzate, riducendo parallelamente il salto di classi diametrali per non determinare perdite di carico significative.

Una volta definiti i diametri è possibile analizzare le condizioni di esercizio nella rete al variare delle fasce orarie di consumo; i punti in cui erano presenti le saracinesche virtuali diventano punti di inversione del flusso (o sono prossime ad essi).

Una volta dimensionata la rete, è necessario procedere alle verifiche, legate a tre condizioni di funzionamento convenzionali (punta, incendio, rottura di uno o più tratti della rete).

Le verifiche consistono nella determinazione delle portate defluenti lungo i lati e delle quote piezometriche nei nodi; queste ultime dovranno assicurare la regolare erogazione delle portate richieste.

Esistono anche dei criteri alternativi di dimensionamento, con processi di ottimizzazione legati a funzioni obiettivo o metodologie volte alla minimizzazione dei costi e alla massimizzazione dell'affidabilità idraulica e meccanica del sistema idrico.

Verifica alla punta

La verifica della rete in condizioni di punta si effettua moltiplicando la portata media giornaliera per il coefficiente di punta; calcolata la rete in tale condizione bisogna verificare che in tutti i nodi della rete il carico superi di 5-10m la copertura degli edifici; se la verifica non è soddisfatta bisogna modificare i diametri, ripetendo il calcolo.

Verifica a rottura

Si ipotizza che si abbia una rottura nella sezione più critica della rete, ovvero in uno dei tratti adiacenti al nodo di immissione; in particolare in quello avente la minor resistenza idraulica (passa più acqua) e in prossimità del nodo di immissione (il tratto deve essere servito dall'altro nodo fino alla sezione in cui si verifica la rottura). Si verifica che il sistema sia in grado di erogare la portata media giornaliera con carico idraulico superiore di 10m dalla copertura degli edifici.

Verifica antincendio

La verifica consiste nel garantire la regolare erogazione di una portata di almeno l'80% della portata media giornaliera e il regolare funzionamento degli idranti, con un carico di almeno 5m dal piano stradale, durante lo spegnimento di un incendio (2h).

È buona norma prevedere idranti ad una distanza non superiore ai 50-100m; ai fini della verifica la portata antincendio andrà posizionata nel punto della rete in cui l'erogazione di una notevole portata concentrata comporti la condizione più gravosa per il corretto funzionamento dell'infrastruttura (non è detto che il punto sia unico! è probabile sia necessario effettuare più verifiche).

Una volta effettuato il carico idraulico della rete, bisogna verificare che il carico sia ovunque di 10m superiore rispetto alla copertura degli edifici e di almeno 5m dal piano stradale in caso di funzionamento degli idranti (necessaria anche per evitare ritorni in rete).

La verifica di una rete di distribuzione consiste dunque nel determinare le portate delluenti in essa in molteplici configurazioni, determinando al contempo le quote piezometriche nei nodi.

Per una rete avente un unico serbatoio di testata risulta immediatamente identificata la quota piezometrica nel nodo di immissione; inoltre, poiché la somma delle portate erogate deve eguagliare la portata immessa in rete, una delle portate delluenti è di automatica determinazione (da cui il numero di incognite del problema: $N-1$ quote piezometriche e $L-1$ portate); le equazioni a disposizione sono equazioni di continuità ai nodi ed equazioni del moto lungo i lati:

$$\sum_{i=1}^{L_i} \pm Q_i + I_i + E_i = 0$$

la somma delle L_i portate Q_i entranti o uscenti dal generico nodo i , comprese le eventuali erogazioni (E) o immissioni (I) concentrate, deve essere nulla.

$$H_i - H_k = k_j \frac{Q_j^{\alpha}}{D_j^{\beta}} L_j$$

perdite di carico lungo i lati in funzione della portata equivalente (formule di resistenza)

Oltre al problema relativo all'individuazione del sistema di equazioni complessivo, bisogna tener conto anche della non linearità delle equazioni del moto ($N-1$ equazioni di continuità linearmente indipendenti + $L-1$ equazioni di moto indipendenti = $N+L-2$ = numero di incognite, applicato il metodo di Foltz), cui ci si appropria tramite metodi iterativi che ad ogni iterazione risolvono una forma linearizzata del problema.

Tra questi, si effettua una distinzione tra:

- Metodi di bilanciamento delle portate: individuano come incognite fondamentali le portate circolanti nei tratti, si riconducono all'impostazione di Hardy Cross.
- Metodi di bilanciamento dei carichi ai nodi: individuano come incognite fondamentali le quote piezometriche per ogni nodo della rete.

Metodo di Cross - generalità

L'applicazione richiede di assumere una distribuzione di portate di primo tentativo che soddisfi la continuità ai nodi (congruenza, spesso desunta dal Foltz); essendo in generale la distribuzione di portate congruente ma non equilibrata, in ogni maglia risulta:

$$\sum_m \pm k_i \frac{Q_i^{\alpha}}{D_i^{\beta}} L_i \neq 0$$

la rete è sbilanciata rispetto ai carichi

Per soddisfare le equazioni di bilanciamento dei carichi occorre introdurre una portata correttiva ΔQ , costante per tutti i tronchi di una stessa maglia, tale da annullare lo sbilanciamento:

$$\Delta Q = \frac{-\sum_m \pm k_i \frac{Q_i^{\alpha}}{D_i^{\beta}} L_i}{2 \sum_m \left| k_i \frac{Q_i^{\alpha}}{D_i^{\beta}} L_i \right|}$$

Bilanciando una maglia si introduce uno sbilanciamento delle maglie adiacenti; iterando il procedimento si giunge ad una soluzione convergente tecnicamente valida.

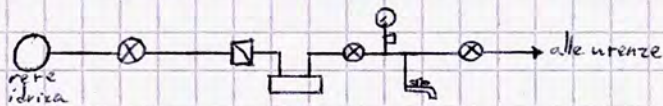
Manufatti di appoggio in una rete di distribuzione

Seguono delle annotazioni su diversi manufatti di appoggio di una rete; si rimanda a rappresentazioni grafiche degli stessi per uno studio più accurato.

- **Pozzetto di scarico:** per connettere la tubazione in ghisa con giunto a bicchiere alle saracinesche di estremità, flangiata, si utilizzano degli elementi detti *tonlpe* e *bont*, aventi una flangiatura ad una estremità e un terminale - a bicchiere nel *tonlpe*, a testa viva nel *bont* - che consente la giunzione con la tubazione in ghisa.
L'opera è del tutto analoga a quella vista nell'opera di adduzione.
Il chiusino poggia su mattoni per consentirne la regolazione altimetrica con il manto stradale nel rifacimento dello stesso.
- **Pozzetto di nodo con scarico:** va previsto in ogni nodo della rete, può presentare scarichi di differente natura in base alle esigenze, oltre che alla quota relativa dei nodi di estremità dei tronchi convergenti (lo scarico va previsto nei punti bassi!); per evitare interruzioni del servizio in caso di manutenzione è preferibile inserire una saracinesca in ogni tronco convergente nel nodo come punto basso.



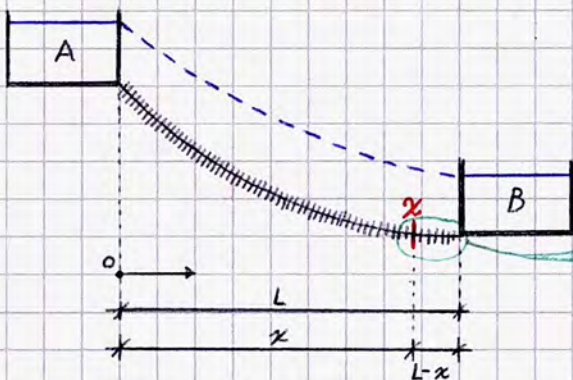
- **Sfiati:** sono assenti salvo che per significative variazioni altimetriche: i rubinetti e gli altri allacci assolvono a tale funzione nel loro regolare esercizio!
- **Prasa in carico:** presenta la seguente successione di componenti:
 - Chiave di arresto (interruzione della fornitura idrica all'edificio);
 - Valvola di non ritorno;
 - Misuratore di portata;
 - Saracinesca;
 - Manometro (misurazione della pressione in ingresso, solo in aree problematiche con molto carico);
 - Rubinetto (per prelievo di campioni d'acqua e scarico, opzionale);
 - Saracinesca terminale.



I contatori si distinguono, oltre che per la natura del quadrante, in misuratori a turbina (trattati in precedenza) e in telelettura (con sistemi elettromagnetici ed in grado di registrare ed inviare dati in continuo).

Metodo di Foltz per il dimensionamento di una rete di distribuzione idrica

Per applicare il metodo è necessario definire la portata equivalente di un tronco con erogazione distribuita, valore teorico di portata che consente di ottenere un'estensione dell'applicabilità delle formule di resistenza (relative a tronchi che svolgono servizio di estremità) a tronchi che svolgono servizio di estremità e di erogazione distribuita lungo il percorso. Essa rappresenta una portata equivalente Q_{eq} tale da definire, per un tratto soggetto ad erogazione uniformemente distribuita, le stesse perdite di carico di un tratto avente portata Q avente solo servizio di estremità.



È logico dover ragionare in termini infinitesimi; si ha che:

$$Q(x) = Q_{fin} + q_n(L-x)$$

$$dH(x) = \frac{2\beta}{D^5} Q^2(x) dx$$

$$\Downarrow$$

$$J(x) = \frac{dH(x)}{dx} = \frac{2\beta}{D^5} Q^2(x)$$

Nelle ipotesi di tubazioni in ghisa (Formula di Darcy) e tronco alimentato da una singola estremità:

Essendo q_n la portata uniformemente distribuita per unità di lunghezza, ottenuta come $q_n = q_d/L$, con q_d portata complessivamente distribuita nel tronco considerato, si ha che:

$$J(x) = \frac{2\beta}{D^5} [Q_{fin} + q_n(L-x)]^2$$

Da cui è possibile calcolare le perdite di carico tra il serbatoio A e il serbatoio B:

$$\Delta H_{AB} = \int_0^L J(x) dx = \int_0^L \frac{2\beta}{D^5} [Q_{fin} + q_n(L-x)]^2 dx$$

fisso $t = L-x \Rightarrow dt = -dx$
 $x=0 \Rightarrow t=L$
 $x=L \Rightarrow t=0$

$$\Delta H_{AB} = - \int_L^0 \frac{2\beta}{D^5} (Q_{fin} + q_n t)^2 dt =$$

$$= \frac{2\beta}{D^5} \int_0^L (Q_{fin}^2 + 2Q_{fin}q_n t + q_n^2 t^2) dt =$$

$$= \frac{2\beta}{D^5} \left[Q_{fin}^2 t + 2Q_{fin}q_n \frac{t^2}{2} + q_n^2 \frac{t^3}{3} \right]_0^L =$$

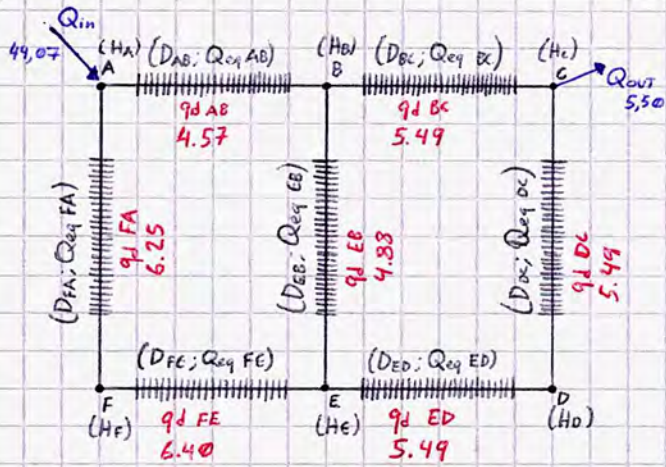
$$= \frac{2\beta}{D^5} \left(Q_{fin}^2 L + Q_{fin}q_n L + \frac{q_n^2 L^3}{3} \right)$$

Si ha inoltre che: $q_d = q_n \cdot L$; $\left(Q_{fin} + \frac{q_d}{\sqrt{3}} \right)^2 = Q_{fin}^2 + \frac{2}{\sqrt{3}} Q_{fin} q_d + \frac{q_d^2}{3} \approx Q_{fin}^2 + Q_{fin} q_d + \frac{q_d^2}{3}$
 ↳ 1,15, approssimabile a 1

Ne segue che $\Delta H_{AB} \approx \frac{2\beta}{D^5} \left(Q_{fin} + \frac{q_d}{\sqrt{3}} \right)^2 \cdot L = \frac{2\beta}{D^5} Q_{eq}^2 \cdot L$

Di conseguenza, la portata equivalente si calcola come segue: $Q_{eq} = Q_{fin} + \frac{q_d}{\sqrt{3}}$

Per un ramo alimentato da due estremità: $\Delta H_{AB} = \frac{C}{D^m \cdot q_n(n+1)} \left[|Q'_{AB}|^{n+1} - |Q''_{AB}|^{n+1} \right]$
 con C coefficiente di scabrezza, n ed m esponenti di portata e diametro nella formula di resistenza



In fase di dimensionamento di una rete di distribuzione idrica a maglie chiuse, definite L il numero di lati e N il numero di nodi della configurazione magliata, si hanno:

Incongnite

- $L-1$ Q_{eq}
- $N-1$ H dei nodi (quote piezometriche)
- L Diametri D
- $2L+N-2$ incongnite totali

Equazioni lineari indipendenti

- $L-1$ equazioni del moto (formule dei resistenza nei tronchi)
- $N-1$ equazioni di continuità nei nodi
- $L+N-2$ equazioni disponibili

Il problema ha ∞^L soluzioni; introducendo il criterio economico di Foltz diventa determinato: partendo da una distribuzione congruente di portate (ottenuta tramite il metodo delle sconnessioni, in cui si definiscono uno o più percorsi principali - dal nodo iniziale a quello idraulicamente più sfavorito - e dei percorsi secondari, introducendo un numero di maglie sconnessioni pari al numero di maglie; ciascun percorso può essere valutato come uno schema consortile: il percorso A-B può essere valutato come un percorso tra due serbatoi aventi quote di sfioro pari alle quote piezometriche, con quella in A nota, pari alla quota di sfioro del serbatoio di testata detratta delle perdite di carico della condotta di avvicinamento) è possibile calcolare gli L diametri D .

Il metodo delle sconnessioni consente la trasformazione della rete in una configurazione aperta, con un numero di sconnessioni pari al numero di maglie di cui $k-1$ vanno inserite in prossimità del nodo idraulicamente più sfavorito - punto intermedio tra quello più distante dal nodo di immissione e il punto avente la maggior quota geodetica, ovvero minor pressione/quota piezometrica/carico - le sconnessioni restanti devono essere inserite in base al passaggio tendenziale fisiologico dell'acqua, delineando il percorso più breve per servire le utenze nei tratti soggetti a sconnessione (criterio di minima resistenza idraulica r , dove $r = 2BL/D^5$).

$$H_A = H_{serb} - \Delta H_{condotta \text{ di avvicinamento}}$$

$L_{cond. avv.}$ (m)	$\Delta H_{c.a.}$ (m)
300	~2
400	~3

Nota la portata di progetto dell'opera di adduzione e il ΔH ammissibile fissato, è possibile calcolare il diametro teorico, ricavare il diametro commerciale e valutare l'effettiva $\Delta H_{c.a.}$

La condotta di avvicinamento è realizzata nello stesso materiale dell'opera di adduzione, poiché determina carne più lunghe, un minor numero di giunzioni e quindi di punti deboli; ciò è possibile perché la condotta è in genere meno suscettibile a corrosione dovuta a correnti vaganti etc.

Analogamente, si calcola il carico del nodo idraulicamente più sfavorito (in questo caso D):

$$H_{D \min} = Z_D + H_{edifici} + \Delta H_{colonna \text{ montante}} + H_{res}$$

\swarrow $3m \cdot n^\circ \text{ piani}$ \swarrow $2m$ \swarrow dal solaio di copertura \Rightarrow minimo $5m$

Nella fascia oraria di punta, la rete è attraversata dalla massima portata (dunque dai massimi ΔH e da una pressione minima); poiché un'eccessiva variabilità di portata - ovvero di linea piezometrica - implica lesioni e perdite, in particolare modo nelle giunzioni (soprattutto nel nodo idraulicamente più sfavorito, più suscettibile al ΔH), si impone da progetto un valore massimo di oscillazione tra le piezometriche di 20-25m (all'incirca pari alle perdite di carico tra il nodo di immissione e quello idraulicamente più sfavorito)

$$(H_A - H_{D \min}) \begin{cases} < 25m \Rightarrow \Delta H_{AD} = H_A - H_{D \min} \\ \geq 25m \Rightarrow \Delta H_{AD} = 25m \text{ imposto da progetto} \end{cases}$$

Applicando il criterio economico del Foltz ad un percorso, lo schema idraulico si trasforma in uno schema serbatoio-serbatoio con più tratti (v. schema alla pagina successiva). Si applica il metodo, sapendo che:

$$\Delta H_i = C \cdot Q_{eq,i}^{1/3} \cdot L_i \quad (\text{singolo tratto}); \quad \sum_i \Delta H_i = C \cdot \sum_i Q_{eq,i}^{1/3} \cdot L_i \quad (\text{intero percorso})$$

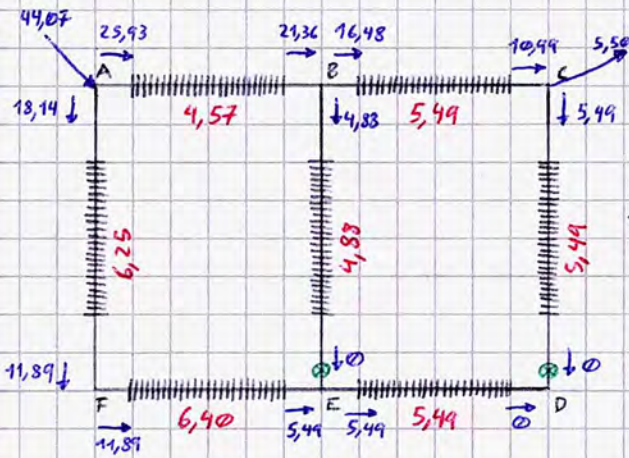
C = costante economica del SINGOLO PERCORSO!

Essendo noti o conoscibili Q_{eq} , L_i , ΔH_{AD} , è possibile calcolare c dalla seconda formula per poi inserirlo nella prima, determinando le singole ΔH_i sul percorso principale:

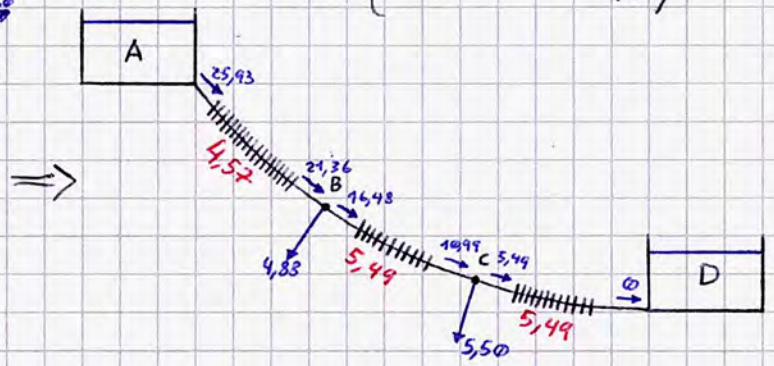
$$c = \frac{\Delta H_{AD}}{Q_{eq,AB}^{1/3} \cdot L_{AB} + Q_{eq,BC}^{1/3} \cdot L_{BC} + Q_{eq,CD}^{1/3} \cdot L_{CD}}$$

percorso principale ABCD

$$Q_{eq,i} = Q_{lin,i} + \frac{q_{d,i}}{\sqrt{3}}$$



Metodo delle sconnessioni.



Percorso principale ABCD - schematizzazione in sistema serbatoio-serbatoio.

Nota il coefficiente c_1 del percorso ABCD è possibile calcolare i ΔH nei singoli tratti, identificando il carico in ogni nodo del percorso principale:

$$\Delta H_i = c_1 \cdot Q_{eq,i}^{1/3} \cdot L_{\Delta i}$$

Essendo inoltre $\Delta H_i = \frac{2\beta}{D_i^5} Q_{eq,i}^2 \cdot L_i$, si ha che $D_i = \left(\frac{2\beta Q_{eq,i}^2 \cdot L_i}{\Delta H_i} \right)^{1/5}$, da cui sono noti i diametri teorici da impiegare in rete.

Ricavati i diametri commerciali associati al valore teorico identificato e note le ΔH nel percorso, essendo noti i carichi di estremità è possibile conoscere i carichi nei singoli nodi:

$$H_A = H_{serb} - \Delta H_{c.a.}; H_B = H_A - \Delta H_{AB}; H_C = H_B - \Delta H_{BC}; H_D = H_C - \Delta H_{CD}$$

Ripetendo la procedura per i percorsi principali rimanenti (AFED), sono noti tutti i carichi e i diametri dei percorsi principali; è possibile ora operare sui percorsi secondari per deduzione, essendo noti i carichi nei loro nodi di estremità e dunque la ΔH nell'intero percorso; se il percorso secondario è composto da un unico tratto ciò consente di applicare direttamente la formula di resistenza di Darcy senza dover calcolare la costante economica del Foltz.

Una volta dimensionati tutti i diametri della rete, si effettua una procedura di ritocco dei diametri, avente i seguenti obiettivi (per determinare un'effettiva fattibilità tecnica):

- Limitare il numero di classi diametrali (3-4 nei piccoli centri urbani);
- Garantire una classe diametrale minima DN80 (allacci antincendio);
- Applicare un criterio gerarchico, riducendo o mantenendo costanti le classi diametrali all'avvicinarsi al punto idraulicamente più sfavorito;
- Limitare i salti di classe diametrale entro due classi per ridurre il numero di pezzi speciali e l'entità delle perdite di carico.

DN 200
150
125
100
MAX

Con questa operazione si conclude il dimensionamento della rete e si effettuano le relative verifiche, attuate in questa applicazione tramite il metodo di Hardy Cross.

Metodo di Hardy-Cross per la verifica di una rete di distribuzione idrica

Il dimensionamento della rete, effettuato rispetto alla portata più gravosa tra punta e incendio, si conclude con l'operazione di ritocco dei diametri che cambia la distribuzione delle portate rispetto al caso normale calcolato in precedenza.

Si effettua una distinzione tra:

- Distribuzione congruente di portate: distribuzione tale da rispettare la continuità nei nodi e nei tratti $\Rightarrow Q_{IN} = Q_{OUT}$
- Distribuzione equilibrata di portate: distribuzione tale da rispettare il bilancio di energia di ogni maglia della rete, tale per cui la sommatoria delle perdite di carico in ogni lato di una maglia è nulla per ogni maglia (condizione necessaria per poter definire il carico in ogni nodo indipendentemente dal percorso effettuato $\Rightarrow H_A = H_B + \Delta H_{AB} = H_E + \Delta H_{EF} + \Delta H_{FA}$, ovvero $H_A - \Delta H_{AB} - \Delta H_{BE} + \Delta H_{EF} + \Delta H_{FA} = H_A$).

Per ogni maglia esistono infinite distribuzioni congruenti, di cui una e una sola anche equilibrata. Il metodo di Cross si occupa di identificare detta distribuzione introducendo un verso di percorrenza convenzionale uguale per ogni maglia (che prevede di sottrarre $|\Delta H|$ se il verso di percorrenza è concorde al verso di deflusso della portata e di aggiungerlo nel caso opposto).

Come anticipato, una distribuzione equilibrata è tale se e soltanto se $\sum \pm \Delta H_i = 0$; essendo le tubazioni di una rete tipicamente in ghisa, di formula di resistenza $\Delta H = 2\beta \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5}$ per ogni i -mo tratto, esplicitando la resistenza idraulica $r_i = 2\beta \cdot L_i / D_i^5$ si ha che:

$$\sum_{i=1}^{L_m} \pm \Delta H_i = 0 \Leftrightarrow \sum_{i=1}^{L_m} \pm \frac{2\beta \cdot L_i}{D_i^5} \cdot Q_i^2 = \sum_{i=1}^{L_m} \pm r_i \cdot Q_i^2 = 0 \quad \text{con } L_m \text{ numero di lati della maglia}$$

Il metodo di Hardy-Cross introduce, in riferimento alla singola maglia, una portata correttiva p_c che ne equilibra lo scompensamento energetico:

$$\sum_{i=1}^{L_m} \pm \Delta H_i \neq 0 \xrightarrow{\exists! p_c} \sum_{i=1}^{L_m} \pm \frac{2\beta \cdot L_i}{D_i^5} \cdot (Q_i \pm p_c)^2 = \sum_{i=1}^{L_m} \pm r_i \cdot (Q_i \pm p_c)^2 = 0 \quad \text{introduco un operatore } \epsilon = \pm 1 \text{ per semplificare i calcoli}$$

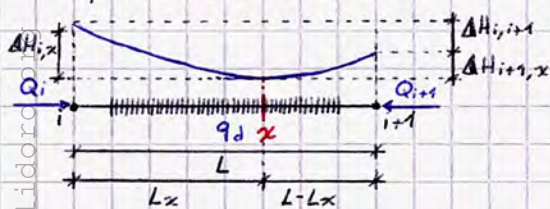
$$\sum_{i=1}^{L_m} \epsilon r_i \cdot (Q_i^2 + 2\epsilon Q_i p_c + \cancel{\epsilon^2 p_c^2}) = 0 \quad \text{trascurabile: } p_c \ll Q_i \forall i \text{ (l'errore di approssimazione commesso rientra nelle iterazioni)}$$

$$\text{Ne segue che } p_c = - \frac{\sum_{i=1}^{L_m} \pm \Delta H_i}{2 \sum_{i=1}^{L_m} \epsilon r_i Q_i} = - \frac{\sum_{i=1}^{L_m} \epsilon r_i Q_i^2}{2 \sum_{i=1}^{L_m} \epsilon^2 r_i Q_i} \quad \triangle \text{ La portata correttiva è SEMPRE di segno opposto allo sbilanciamento energetico della maglia.}$$

Logicamente, il bilancio di una maglia implica uno sbilanciamento nelle maglie adiacenti, il che rende necessaria l'iterazione (oltre all'approssimazione effettuata elidendo p_c^2).

Nel bilanciamento, p_c si somma nei tratti in cui il verso della portata è concorde a quello della maglia (convenzionale).

Alcuni tratti della maglia possono essere alimentati da due estremità L con un punto di inversione del flusso / di acqua morta interno, corrispondente al punto di minima della linea piezometrica; la portata equivalente viene calcolata per ogni semitratto, dal punto di inversione al nodo.

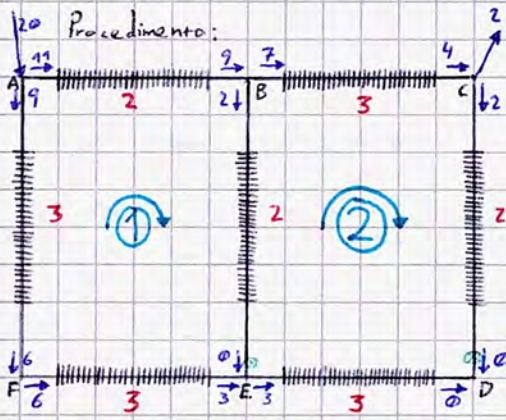


Risulta evidente che $Q_i > Q_{i+1}$; inoltre si ha che $q_d = q_n \cdot L \Rightarrow q_n = \frac{q_d}{L}$.
Definito il punto di inversione del moto x , si ha:

$$q_n = \frac{q_d}{L} = \frac{Q_i}{L_x} = \frac{Q_{i+1}}{L-L_x} \Rightarrow \begin{cases} L_x = Q_i \cdot L / q_d \\ L-L_x = Q_{i+1} \cdot L / q_d \end{cases}$$

$$\text{Da cui: } \begin{cases} \Delta H_{i,x} = \frac{2\beta}{D^5 q_d} \cdot \frac{Q_i^3}{3} \cdot L \\ \Delta H_{i+1,x} = \frac{2\beta}{D^5 q_d} \cdot \frac{Q_{i+1}^3}{3} \cdot L \end{cases} \Rightarrow \Delta H_{i,i+1} = \Delta H_{i,x} - \Delta H_{i+1,x} = \frac{2\beta}{D^5} \cdot \frac{(Q_i^3 - Q_{i+1}^3) \cdot L}{3 q_d} \Rightarrow Q_{eq} = \sqrt{\frac{|Q_i^3 - Q_{i+1}^3|}{3 q_d}}$$

⚠️ pe va sommata **ESCLUSIVAMENTE** alle portate in ingresso e in uscita dai nodi negli altri tratti!



- Fissare una distribuzione congruente di portate;
- Numerare le maglie;
- Fissare un verso convenzionale positivo uguale per tutte le maglie
- Procedere nelle iterazioni: la prima iterazione nella maglia 1, nel rivalutare le portate in ingresso e in uscita dai nodi tramite il calcolo della portata corretta, determina una sommatoria delle perdite di carico non immediatamente pari a 0; inoltre il tratto in comune con la maglia 2, assumendo nuovi valori di portata, rende necessaria una nuova iterazione sulla maglia 2.

Il procedimento viene ripetuto finché la sommatoria delle perdite di carico nella maglia iterata non raggiunge lo 0 nel grado di approssimazione considerato (nelle applicazioni pari a 0, 000m). Raggiunta la convergenza per ciascuna maglia della rete si individua la distribuzione congruente ed equilibrata al grado di approssimazione ritenuto accettabile (10^{-2} m a mano; 10^{-4} m con calcolatore).

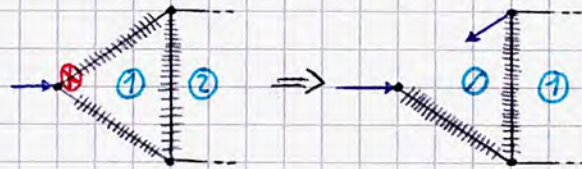
Definita la distribuzione di portate è possibile calcolare il carico effettivo in ogni nodo, secondo il principio per cui l'acqua si muove da un punto a energia maggiore ad uno a energia minore.

Durante le iterazioni è possibile che si determinino dei tratti alimentati da due estremità; in essi il ΔH deve tener conto della portata prevalente (maggiore) e del relativo verso!

Le verifiche da eseguire applicando il metodo sono:

- **Verifica di punta:** corretta erogazione del servizio nella fascia oraria di punta, garantendo almeno 5-10m di carico sul solaio di copertura dell'edificio.
In ciascun nodo e nei punti di inversione del flusso occorre verificare che $H_i \geq H_{i, \min}$, con $H_{i, \min} = z_i + h_{ed} + \Delta H_{e, m} + H_{res}$.

- **Verifica a rottura:** si suppone la rottura di uno dei due tratti (o più) che si dipanano dal nodo di immissione, in particolare quello a minor resistenza idraulica, in prossimità del nodo stesso (condizione più gravosa). La rete risulta così composta da $M-1$ maglie; la portata da erogare nel tratto soggetto a rottura viene modellata come portata concentrata uscente dal nodo non adiacente alla sezione interrotta. Tale distribuzione richiede la massima portata transitante in rete (in fascia oraria "media", NON di punta!), le maggiori perdite di carico e dunque le minori pressioni.



- **Verifica antincendio:** Si verifica che durante lo spegnimento di un incendio nel nodo idraulicamente più sfavorito la rete riesca ad erogare almeno l'80% della portata media giornaliera; ne segue che la portata complessiva in rete è pari a 80% $Q_m + Q_{incendio}$, portata da fornire agli idranti.
La verifica si esegue differenzialmente a seconda che il centro abitato di interesse sia dotato o meno di un presidio dei Vigili del Fuoco:

- **Con presidio:** i Vigili raggiungono il luogo con un'antebotte che richiede almeno 5m di carico sugli idranti per il caricamento e per evitare ritorni in rete (contaminazione); si ha che:

$$H_i \geq z_i + 5m$$

- Assenza di presidio: criterio impiegato anche per luoghi il cui tempo di raggiungimento dal presidio è superiore ai 40-50 min, lo spegnimento avviene tramite manichette antincendio presenti negli edifici, si ha dunque che:

$$H_i \geq H_{i,\min} \quad ; \quad H_{i,\min} = z_i + h_{ed} + \Delta H_m + H_{res}$$

Gli idranti si classificano in due tipologie:

- **Soprasuolo:** di maggiore accessibilità, ordinariamente collocati a 8-10m dal perimetro dell'edificio e ad una distanza mutua di massimo 60-100m (in funzione del raggio d'azione); presentano uno scarico antigelo e sono di due tipi:
 - Tipo A: senza punto prefissato di rottura;
 - Tipo C: presentano un punto prefissato di rottura, minimizzando le possibilità di fuoriuscita di acqua in caso di urto accidentale.
- **Sottosuolo:** più diffuso in Italia, si trovano a 5-10m dal perimetro del fabbricato in base alla sua altezza e ad una distanza mutua di 60-100m; richiedono l'utilizzo di un collo a cigno con attacco a baronetta per consentire la connessione con manichette e dunque lance di erogazione.

Essendo la lunghezza di una manichetta tra i 30 e i 50m, la distanza mutua tra idranti è di 60-100m.

Circa la pressione da garantire nel nodo, essa si distingue in base alla presenza/assenza di presidio:

- Presenza $\Rightarrow P/\gamma_{H_2O} \geq 5m$
- Assenza $\Rightarrow P/\gamma_{H_2O} \geq h_{ed} + \Delta H_m + H_{res}$

In assenza di presidio dei Vigili del Fuoco ci si affida alle cassette, distinte tra:

- **Cassetta UNI45:** con tubazione appiattibile DN45, lancia di intercettazione e trazione del getto e rubinetto di alimentazione. Le manichette hanno lunghezza di 30-50m salvo altre indicazioni progettuali.
- **Cassetta UNI70:** con tubazione DN70 e lancia DN70, utilizzabili solo come dotazione per idranti soprasuolo; nel caso di idranti sottosuolo invece di una chiave di manovra è fornito il collo di cigno.
- **Cassetta NASPO:** con tubazioni semi-rigide DN20-25 in apposito avvolgitubo orientabile e già connesse a lancia e rubinetto.

Dimensionamento dell'impianto idrico sanitario di un edificio

L'impianto idrico sanitario di un edificio comprende l'impianto di **approvvigionamento**, ovvero di distribuzione di acqua calda e fredda alle varie utenze, e l'impianto di **scarico**, ovvero di smaltimento dell'acqua utilizzata; ci si occuperà del dimensionamento del primo dei due impianti.

L'impianto di approvvigionamento si compone di:

- Sistema di approvvigionamento (allacciamento alla rete pubblica dell'acquedotto);
- Sistema e rete di distribuzione dell'acqua fredda e calda;
- Sistema di produzione dell'acqua calda;
- Dispositivi di erogazione ed apparecchi sanitari.

Per ciò che riguarda l'allacciamento alla rete:

- In rete, l'acqua è tenuta alla pressione media di 5-6 bar al fine di raggiungere i piani più alti dei fabbricati; nelle tubazioni di distribuzione nei fabbricati però la pressione non deve superare i 3-4 bar per evitare rumori o rotture delle tubazioni stesse; a tal fine si utilizza un **riduttore di pressione**, che mantiene a valle dell'impianto la pressione stabilita. Viene montato prima del contatore.

- Quando la pressione non è sufficiente occorre invece installare sistemi di sollevamento ausiliari (pompa antoclave).
- Ciascun edificio che si collega alla rete pubblica deve essere dotato di un contatore — installato a cura dello ente gestore — che misura l'acqua consumata da ciascuna utenza, posto in corrispondenza dell'accesso esterno del fabbricato per consentire le letture periodiche dei consumi da parte dell'ente gestore.
- Nelle zone in cui l'erogazione d'acqua avviene solo in determinate fasce orarie viene spesso installato un serbatoio di riserva idrica in maniera tale da garantire riserve cui si può attingere nei periodi di interruzione della fornitura.
- Generalmente le tubazioni utilizzate per il tratto interrato esterno agli edifici, di collegamento alla rete, sono in ghisa sferoidale; le tubazioni utilizzate per la distribuzione alle varie utenze invece sono in rame, acciaio o PE ad.

La presa dalla rete avviene tramite una condotta di alimentazione seguita dalle seguenti componenti:

- Saracinesca di intercettazione: può essere manovrata solo dall'ente erogatore del servizio per interrompere la fornitura idrica.
- Valvola di non ritorno e contatore generale: registra il consumo d'acqua prelevata dalla rete.
- Valvola di intercettazione: a valle del contatore, serve agli utenti per interrompere l'efflusso d'acqua in caso di interventi di manutenzione dell'impianto.

Dal contatore generale si dipartono poi le montanti dalle quali si diramano le tubazioni che adducono l'acqua ai vari rubinetti erogatori.

Esistono diversi schemi di distribuzione domestica:

- A ramificazione [ad albero]: semplice ed economico; in caso di sovraccarichi si può avere disomogeneità di portata ai tubi distributori. Un guasto in un tubo orizzontale o una colonna esclude l'uso dell'impianto a valle.
- Ad anello orizzontale: più costoso, presenta una maggior omogeneità di portata ai tubi distributori e un guasto non esclude l'uso dell'impianto.
- A gabbia: il più complesso e costoso, presenta un'ottima costanza di portata, anche in presenza di sovraccarichi. Si può intervenire in ogni punto senza escludere il resto dell'impianto grazie a valvole di intercettazione (usate in ospedali).

Riferimenti normativi

Le portate di progetto dipendono da diversi fattori, come il numero di apparecchi sanitari, le relative portate unitarie, la durata, frequenza e casualità d'uso a seconda della tipologia d'utenza.

UNI EN 806:2008: Normativa di riferimento europea in materia; delle sue 5 parti la terza è quella legata al dimensionamento delle tubazioni.

UNI 9182:2014: Riferimento normativo italiano, suggerisce due tipologie di approcci nel dimensionamento:

- Metodo semplificato: rimanda alla normativa europea;
- Metodo analitico: richiede un calcolo di dettaglio specificato dalla norma.

In entrambi i metodi si prevede l'individuazione degli apparecchi sanitari da alimentare per ciascun tratto di tubazione da dimensionare. A ciascuna tipologia di apparecchio è associata una portata unitaria, espressa anche come unità di carico UC, corrispondente a 10 volte la portata unitaria in L/s. 95

La portata ^{totale} dunque risulta dalla somma delle unità di carico dei singoli apparecchi.

La UNI 9182:2014 definisce inoltre gli spazi minimi da adottare tra gli apparecchi sanitari di un bagno:

- Distanza tra WC e muro laterale ≥ 15 cm
- Distanza tra WC e bidet ≥ 20 cm
- Distanza tra WC e doccia/vasca ≥ 10 cm
- Distanza tra WC/bidet e lavabo ≥ 10 cm
- Distanza tra due lavabi ≥ 10 cm
- Distanza tra lavabo e doccia/vasca ≥ 5 cm
- Tutti gli apparecchi necessitano una distanza minima di 55 cm da pareti e altri apparecchi posti frontalmente.

Confronto tra le normative

- Portate unitarie: sostanzialmente coincidenti (legate al fabbisogno del singolo apparecchio)
- Curve di contemporaneità: sono diagrammi che consentono di stimare la portata di progetto una volta nota la portata totale.

Il sistema di lavaggio di un vaso si distingue tra:

A Passo Rapido

Rubinetto ad alta portata connesso a una tubazione di acqua corrente, di norma con un flussometro che ne garantisce la chiusura automatica.

A Cassetta

• Bassa/esterna/incassata: spesso con pulsanti che modulano la portata e il volume per singolo lavaggio (6-9 litri)

• Alta/ a mezza altezza: sempre meno usata, non consente di modulare la portata (9 litri cost.)

• UNI EN 806:2008: propone unicamente un grafico.

• UNI 9182:2014: associa al grafico una tabella con i valori per determinare la portata massima contemporanea.

Nella norma UNI EN 806:2008, la portata di progetto è stimata semplicemente da un unico grafico: sulle ascisse si individua il valore delle UC totali (somma delle UC degli apparecchi), intercettando la curva avente come contrassegno il singolo valore di UC più elevato tra tutti gli apparecchi considerati, individuando sull'asse delle ordinate la corrispondente portata di progetto.

Nella norma si specificano i limiti di utilizzo del diagramma, legato ad impianti normalizzati, ovvero caratterizzati da:

- Apparecchi usuali, con valori di UC al più pari a quelli proposti;
- Con utilizzo simultaneo tradizionale, ovvero in cui la domanda caratteristica non è superiore a quella descritta dalla curva di contemporaneità;
- Non destinati ad un uso continuo d'acqua superiore a 15 minuti.

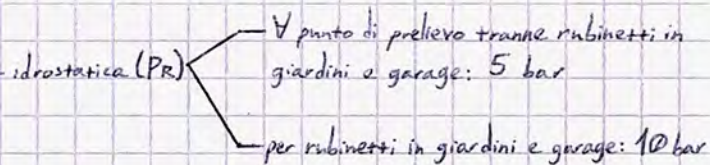
Ne segue che il diagramma è applicabile solo per classici edifici residenziali!

La norma UNI 9182:2014 presenta un diagramma per abitazioni private ed edifici collettivi ed uno per edifici adibiti ad uffici e simili. Una volta scelto il diagramma si procede come nella norma europea, intersecando una delle due curve a seconda che l'impianto abbia vasi a cassetta o vasi a passo rapido (obsoleti).

Di norma con la normativa italiana si ottengono portate di progetto di circa 4 volte superiori rispetto alla corrispondente normativa CE.

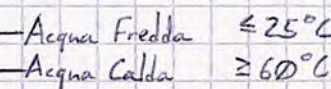
Requisiti progettuali:

• Pressione disponibile: MASSIMA pressione disponibile

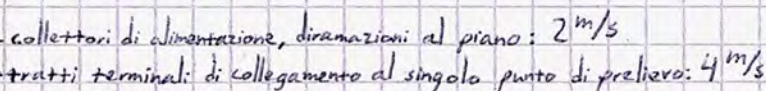


MINIMA pressione disponibile idrodinamica (PFI): 1 bar

• Temperatura ammessa (per ridurre la proliferazione batterica)



• Velocità ammissibili:



Procedimenti di dimensionamento

• Metodo semplificato (UNI EN 806:2008):

- 1) Partendo dall'ultimo allaccio dell'apparecchio collegato alla rete (più alto) si procede alla somma delle UC su ciascun tratto di tubazione;
- 2) In base al materiale della tubazione e alle UC calcolate si determina il diametro di ciascuna tubazione tramite una tabella disponibile in normativa.

La norma definisce le seguenti UC:

WC	2
Lavabo	1
Vasca da bagno	4
Lavandino	2

Si calcola per ciascun tratto (in ogni unità abitativa) la somma delle unità di carico UC e, entrando nella tabella da norma, si entra con i dati di ogni tratto per definire i singoli diametri.

• Metodo analitico (UNI 9182:2014)

- 1) Indicare per ciascun tratto la portata in UC sia per acqua fredda (AF) che per acqua calda (AC)
- 2) Convertire le UC in portate di progetto;
- 3) Determinare il diametro minimo delle tubazioni in base all'equazione di continuità; $(D_t \Rightarrow D_{nom} \Rightarrow V_{eff})$ $Q_p = G \cdot V_{max}$
- 4) Calcolare le perdite di carico lungo la tubazione dal punto di alimentazione fino al punto di prelievo e verificarne la compatibilità con la pressione disponibile
- 5) Nel caso di una rete AC, verificare i tempi di erogazione dell'acqua nell'utenza più sfavorita per determinare la necessità di ricircolo

⚠ L'unità di misura degli impianti d'acqua sanitaria è l'inch ($1 \text{ in} = 25,4 \text{ mm}$)

Nel calcolo delle perdite di carico distribuite è possibile utilizzare diagrammi specifici che, in funzione del materiale della tubazione, della temperatura di esercizio e della portata di progetto o della velocità effettiva, forniscono le perdite di carico distribuite per unità di lunghezza (mm/m). Le linee diagonali su detti diagrammi esprimono il diametro in mm (mm) o la velocità ammissibile (m/s).

Non valendo l'ipotesi di lunghe condotte, le perdite di carico sono pari alla somma tra perdite di carico distribuite e perdite di carico concentrate (calcolate come aliquota dell'altezza cinetica):

$$\Delta H_{distr} = \Delta H_{sanitaria} \cdot \text{Lunghezza tubo}; \quad \Delta H_{conc} = \xi \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$[\text{mm/m}]$ $[\text{m}]$

↳ Coefficiente di perdita, funzione del tipo di resistenza localizzata (pezzo speciale)

Una volta sommate le perdite di carico totali ΔH_{tot} della montante, si verifica che la pressione al punto di consegna P ($\approx 4 \text{ bar} = 40 \text{ m}$) sia compatibile con le condizioni di progetto, ovvero che:

$$P \geq h_{ed} + \Delta H_{tot} + H_{res}$$

Ricircolo

Lo scopo del ricircolo è quello di mantenere l'acqua calda in circolazione nella rete di distribuzione domestica per evitarne il raffreddamento, limitare la stagnazione e quindi il rischio igienico.

Principale limite imposto dalla norma è il tempo di erogazione: il ricircolo deve garantire alle diverse utenze acqua calda a pressione e portata di progetto entro 30 secondi.

Il ricircolo non è necessario se:

- I consumi d'acqua calda sono continui o con prevalenza di consumo continuo e interruzioni ≤ 15 min;
- Impianti autonomi, ad uso residenziale o simile; con produzione istantanea con impianti di potenza termica < 35 kW e senza serbatoio di accumulo o con serbatoi di accumulo con capienza inferiore a 100L o con sistema integrato di mantenimento della temperatura di progetto.
- Nel tratto di distribuzione al piano di un impianto centralizzato con ricircolo se il volume d'acqua calda complessivo contenuto nelle tubazioni tra la diramazione dalla linea in cui è attivo il ricircolo e ogni punto di prelievo è al più pari a 3 litri.

Sistemi di sopraelevazione della pressione / gruppi di pressurizzazione

Detti sistemi sono impiegati per elevare la pressione a un valore tale da consentire una corretta distribuzione alle utenze garantendo al contempo la corretta portata alle utenze al variare della richiesta. In genere questi sistemi vengono usati quando la pressione nella condotta di alimentazione dalla rete pubblica è insufficiente, bisogna distribuire acqua contenuta in serbatoi o si deve prelevare acqua da un pozzo.

L'aumento di pressione si ottiene con elettropompe a singolo o più stadi che devono essere scelte in base alle seguenti caratteristiche:

- G: portata di progetto;
- H: differenza tra pressione massima richiesta e pressione a monte del gruppo di pressurizzazione.

La prevalenza della pompa (H) va quindi calcolata in base alla specifica tipologia di installazione del gruppo di pressurizzazione:

1) Pressione di alimentazione da rete insufficiente

La prevalenza del gruppo di pressurizzazione deve essere pari alla differenza tra la pressione richiesta P_{rich} e quella disponibile in rete P_{disp} . Dimensionare il gruppo di pressurizzazione con prevalenza pari a quella richiesta potrebbe determinare maggiori costi di esercizio e pressioni eccessive.

2) Alimentazione da serbatoio

La prevalenza del gruppo di pressurizzazione deve essere pari a quella richiesta; è molto importante verificare la capacità di aspirazione della pompa in quanto i serbatoi generalmente accumulano acqua a pressione atmosferica.

3) Alimentazione da pozzo

La prevalenza del gruppo di pressurizzazione deve essere pari a quella richiesta ma è molto importante verificare la capacità di aspirazione della pompa (verifica NPSH) oltre a verificare che la somma dell'altezza della colonna d'acqua in aspirazione (h) e le perdite di carico (ΔP) del condotto di aspirazione siano inferiori (generalmente del 15-20%) di NPSH_{req} dichiarato dal costruttore; per necessità di pressioni di aspirazione maggiori si ricorre a pompe sommerse.

In ciascuno dei casi elencati il gruppo di pressurizzazione utilizzato per garantire la portata richiesta (molto variabile e discontinua nelle reti di distribuzione di acqua sanitaria) è composto da:

- Una o più elettropompe di servizio;
- Eventuale elettropompa di riserva nel caso in cui bisogna garantire fornitura costante (ospedali);
- Uno o più serbatoi di acqua in pressione;
- Collettori di aspirazione e mandata, sensori di pressione, manometri, accessori idraulici di collegamento e componentistica varia.

Il serbatoio d'acqua in pressione, denominato anche **autoclave**, serve a limitare il numero di avviamenti orari delle pompe grazie alla riserva idrica al suo interno; detta riserva viene mantenuta in pressione grazie ad aria compressa o un diaframma in materiale elastico (membrana).

In base alla tipologia di elettropompe ed autoclave, si distingue tra i seguenti gruppi di pressurizzazione:

- A una o più pompe
 - a velocità costante e autoclave
 - a cuscino d'aria
 - a membrana
 - a velocità variabile

I sistemi con pompe a velocità costante sono anche detti a pressione variabile: l'accensione e lo spegnimento delle pompe sono comandati da un pressostato a livelli fissi di pressione; una volta rivelato il valore di pressione minima viene comandata l'accensione delle pompe che restano attive finché non viene raggiunta la soglia di pressione massima; la pressione nella rete domestica varia tra questi livelli, la cui differenza di pressione è mantenuta tra 0,5 e 1 bar per non generare elevate differenze di erogazione nell'utilizzo.

Il sistema con pompe a velocità variabile è detto a pressione costante: l'accensione delle pompe e la loro regolazione è affidata ad un regolatore elettronico collegato ad un sensore di pressione, che adatta le prestazioni delle pompe per garantire una pressione in uscita pressoché costante.

Autoclave a cuscino d'aria: sistema tradizionale, è composto da:

- Serbatoio: contiene la riserva idrica necessaria;
- Elettropompa: innalza la pressione dell'acqua proveniente dalla rete pubblica;
- Pressostato di esercizio / Dispositivo di blocco: impedisce il funzionamento della pompa nel periodo di marcia a secco (in assenza di liquido pompato). Se la pompa aspira direttamente da un acquedotto o da un serbatoio chiuso è possibile sostituire il dispositivo di blocco con un pressostato tarato a bassa pressione (1 bar); se la pompa aspira da un serbatoio aperto invece il dispositivo può essere sostituito da un livellostato.

- Pressostato di esercizio: attiva la pompa quando la pressione è troppo bassa e la disattiva quando è troppo alta.

- Sistema di immissione dell'aria: immette aria dall'esterno per mantenere il cuscino d'aria nella parte superiore del serbatoio, evitandone l'assorbimento dall'acqua.

L'immissione può avvenire tramite alimentatore automatico, compressore o da una rete di aria compressa.

Lo schema con alimentatore automatico presenta un recipiente con valvola di fondo a galleggiante e una valvola di aspirazione dell'aria che, se attraversata da un flusso d'acqua, aspira aria dall'esterno per effetto Venturi. È indicato per impianti con pompe in esercizio regolarmente: ne struttura l'avviamento per svolgere la funzione. Il funzionamento è garantito per battenti negativi in aspirazione della pompa e positivi se entro 5 m_{H₂O}; non è utilizzabile in presenza di pompe sommerse perché non collegabile con l'aspirazione della pompa.

Lo schema con compressore è composto da un compressore (aumenta la pressione della aria e la convoglia in autoclave), un livellostato (monitora il livello del cuscino d'aria, attivando e arrestando il compressore) e un pressostato di sicurezza (per impedire l'avviamento del compressore in caso di pressioni elevate). Detta tipologia è consigliata nei casi in cui non sono previsti frequenti cicli di accensione e spegnimento; ove previsto è un sistema molto affidabile.

Lo schema con immissione tramite aria compressa è concettualmente analogo a quella con compressore, utilizzando al posto di quest'ultimo un'elettrovalvola per derivare l'aria da una rete di aria compressa: è evidente l'applicazione in contesti industriali già dotati dell'impianto suddetto.

Autoclave a membrana: sistema composto da:

- Serbatoio a membrana;
- Elettropompa;
- Pressostato di esercizio;
- Sistema di blocco.

Il sistema è simile all'autoclave a cuscino d'aria, si impiegano però serbatoi con membrane in gomma naturale o artificiale che consentono di evitare il progetto di un sistema di immissione dell'aria; detti serbatoi sono preventivi

mente caricati con azoto per evitare fenomeni di oscillazione delle superfici interne dei serbatoi.

La pressione iniziale del gas caricato, detta anche pressione di precarica, deve essere leggermente inferiore alla pressione minima di sovraperforazione e contemporaneamente maggiore della pressione idrostatica dell'impianto per evitare depressurizzazioni.

$$P_{idrostatica} < P_{precarica} < P_{sovraperforazione}$$

- $P_{precarica} < P_{idrostatica}$: membrana costantemente espansa e rischio di svuotamento della colonna d'acqua a valle.
- $P_{precarica} > P_{sovraperforazione}$: non è possibile sfruttare l'espansione della membrana dell'autoclave e si rischia di aumentare eccessivamente la pressione nell'impianto.

Con l'avvio delle pompe, l'acqua comprime il gas fino al raggiungimento della pressione massima prevista. Man mano che si ha richiesta da parte delle utenze, la pressione immagazzinata viene gradualmente restituita all'impianto nel periodo che intercorre tra la disattivazione e l'attivazione delle pompe.

Per proteggere le pompe dal pericolo della marcia a secco, è bene prevedere un dispositivo di blocco (livellastato per pompe che aspirano da un serbatoio aperto, pressostato tarato a bassa pressione per pompe che aspirano da acquedotti o serbatoi chiusi). Il dimensionamento è analogo a quello delle autoclavi a cuscino d'aria; il loro utilizzo implica una notevole riduzione del volume dei serbatoi a parità di prestazioni: tutto il volume interno di questa tipologia di autoclave è utilizzabile per l'espansione e la compressione dell'aria.

Detta autoclave presenta i seguenti vantaggi:

- Ingombro minore;
- Non necessita di un sistema di immissione dell'aria;
- Consente controlli e interventi di manutenzione più semplici.

Criteri alternativi di dimensionamento e gestione delle reti di distribuzione idrica

Salvo che per centri abitati di ridotta dimensione, l'applicazione tecnica del criterio economico del Foltz è particolarmente onerosa; con l'evoluzione dei modelli di simulazione è stato possibile introdurre approcci di dimensionamento efficienti per casi reali complessi, distinti in due categorie:

- Criteri di ottimizzazione vincolata del sistema: definita la geometria della rete, la distribuzione di domanda in essa e le quote piezometriche richieste nei nodi, definiti opportuni vincoli meccanico-idraulici, si ricerca la distribuzione diametrica che minimizza i costi di realizzazione (funzione obiettivo).
- Criteri indirizzati alla minimizzazione dei costi e la massimizzazione dell'affidabilità idromeccanica della rete.

In generale, detti approcci vengono a loro volta distinti in base al metodo o modello impiegato; i modelli si distinguono in:

- Esatti: rigorosi, presentano tutte le combinazioni e i risultati algebrici;
- Meta-euristici: algoritmi di ottimizzazione che tendono ad una soluzione fisicamente realizzabile e ammissibile; non è necessariamente la soluzione migliore ma consente tempi di calcolo relativamente brevi. Un esempio di algoritmo che segue questo metodo è l'algoritmo genetico, che riprende la teoria evolutiva di Darwin.

Gli algoritmi genetici introducono in ambito progettuale e modellistico la selezione naturale teorizzata da Darwin, definendo dei principi di sopravvivenza nell'ambiente di riferimento (e dunque il riferimento dal punto di vista della capacità di adattamento, la fitness ideale, la funzione obiettivo da minimizzare o massimizzare in base alle esigenze).

Nelle applicazioni idrauliche, la fitness Z è definita come combinazione pesata tra l'affidabilità idraulica e meccanica ed i costi di realizzazione dell'impianto; i coefficienti di peso/omogeneizzazione sono definiti tale che $\gamma_1 + \gamma_2 = 1$; quello avente maggior valore determina il peso maggiore nella ricerca della soluzione.

$$Z = \gamma_1 \left(365 \sum_{h=1}^{ore} \sum_{i=1}^{nodi\ nella\ rete} [E_i(P_{i,h} - P_{min})]^2 \right) + \gamma_2 \left(n \sum_{j=1}^{matt\ nella\ rete} C_{uj} \cdot L_j \right) = \min$$

bisogna MINIMIZZARE la funzione, dunque trovare una POPOLAZIONE di diametri che minimizza C_u e ΔP .

costo unitario della j-ma condotta

coefficiente di penalità: se il ΔP non rientra nei limiti in una determinata zona/fascia oraria il coefficiente assume valori alti, portando a scartare l'intera soluzione proposta.

Si ipotizza un primo gene attribuendo dei DV di primo tentativo ad ogni tratto; l'algoritmo evolve per iterazioni tendendo ad una combinazione che minimizza la funzione. Il procedimento si articola nelle seguenti fasi:

- 1) Definizione della funzione obiettivo (fitness)
- 2) Determinazione dei vincoli da rispettare (equazione di continuità nei nodi, equazioni di resistenza, pressioni minime...)
- 3) Definizione di un numero di individui costituente la popolazione iniziale
- 4) Creazione di una nuova generazione ordinando e selezionando gli individui in base alla fitness, operando le seguenti operazioni rispetto ai genitori:
 - Crossover: estrapolazione dei tratti migliori da trasferire alla popolazione successiva ("ricombinando le caratteristiche di quella precedente);
 - Mutazione: introduzione di fattori e caratteristiche esterne rispetto alla popolazione utilizzata e verifica della loro eventuale rispondenza alla funzione obiettivo;
 - Elitismo: conservazione rigorosa dei fattori migliori della generazione precedente.
- 5) Rimpiazzamento della vecchia generazione con quella ottenuta e iterazione del processo.

Detti algoritmi tengono in debito conto la necessità di un uso razionale, sostenibile ed economico della risorsa idrica poiché, nel minimizzare gli incrementi di pressione in rete, riducono le possibilità di realizzazione di perdite idriche o, ne riducono l'entità, costituendo dunque un buon criterio di gestione ottima della risorsa (nelle città italiane l'entità delle perdite idriche rasenta il 37%!).

All'interno del quadro normativo in materia (pp. 34-35) vengono infatti introdotti criteri improntati a massimizzare l'efficienza nella gestione della risorsa:

Delibera 89/2017/R/ldr: l'Autorità di Regolazione Energia, Reti e Ambiente (ARERA) deve assicurare la promozione della concorrenza e dell'efficienza in materia energetica, oltre che assicurare la fruibilità e la distribuzione dei servizi, su tutto il territorio nazionale e in modo omogeneo.

L'autorità ha le seguenti competenze in materia idrico-energetica:

- Materia tariffaria;
- Qualità (livelli minimi, obiettivi, obblighi di indennizzo);
- Tutela dei diritti degli utenti;
- Predisposizione della convenzione tra affidatario del servizio e contraente.

In base al TU Ambientale 2006, i criteri di gestione della risorsa devono essere improntati su principi di efficacia, efficienza ed economicità nei seguenti aspetti:

- Gestione fisica: conoscenza del sistema e delle sue componenti (con GIS), monitoraggio e gestione con sistemi di monitoraggio e controllo (SCADA: supervisory control and data acquisition).
- Gestione socioeconomica: considerare la risorsa idrica come bene primario tenendo in debito conto la gestione della stessa dal punto di vista finanziario e remunerativo.
- Gestione legale: garantire la rispondenza agli standard richiesti.
- Gestione tecnica: controllo ingegneristico della rete, si distingue in:
 - Giornaliera: verifica del funzionamento del sistema in esercizio;
 - Pluriennale: pianificazione e previsione di scenari futuri;
 - Eccezionale: fronteggiare condizioni impreviste.

A questo proposito vengono introdotti dei key performance indicators I.W.A., di cui il più utilizzato è il parametro di efficienza nelle sue due declinazioni (Volume erogato alle utenze/Volume immesso in rete e Volume misurato dai contatori, dunque fatturato/Volume immesso in rete) che, se differenti tra loro, indicano uno scorporo tra le perdite fisiche e le perdite effettive, presumibilmente causato da errori di misura nei contatori o allacci abusivi.

Efficacia: W_{req}/W_{out} (richiesta dalle utenze/erogato alle utenze)

Efficienza: W_{out}/W_{in} ; W_{met}/W_{in}

Economicità: $\lambda = N_{rotte}/(L_{ramo} \cdot T_{osservazione})$ tasso di follanza, mostra la suscettibilità del sistema a perdite in un dato ramo e un dato tempo.

Elasticità: $E_j = 1 - \frac{Q_j}{Q_{jmax}}$ di un singolo tronco

$E = \sum_{j=1}^L E_j \cdot \frac{Q_j}{Q_{tot}}$ dell'intero sistema

Se il valore tende a 0, ovvero se la portata generalmente defluente è prossima alla portata massima transitabile, il tronco o il sistema è poco elastico, non essendo in grado di fronteggiare portate maggiori.

A questi indicatori di base si aggiungono i seguenti indicatori complessi:

$$UARL \text{ (Unavoidable Annual Real Losses)} = P(18L_m + 0,8N_c + 25L_p) \quad [L/\text{giorno}]$$

pressione media di esercizio giornaliera [m] \leftarrow L_m
lunghezza complessiva della rete [km] \leftarrow L_m
numero di allacci alle utenze \leftarrow N_c
lunghezza complessiva degli allacci (confine di proprietà - contatore) [m] \leftarrow L_p

CARL (Current Annual Real Losses) = misura delle perdite fisiche dell'anno di esercizio in esame

ILI (Infrastructure Leakage Index) = misura l'efficacia delle attività manutentive ad un fissato livello di pressione.

$$ILI = CARL / UARL$$

Perdite idriche

Come intuibile, le perdite determinano una differenza tra la quantità d'acqua immessa in rete e quella misurata dai contatori delle utenze. Le perdite si distinguono tra:

- Perdite idriche fittizie: sprechi di risorsa idrica dovuti ad inercia, usi non corretti della risorsa idrica o obsolescenza nelle tubazioni.
- Perdite idriche propriamente dette: si distinguono in perdite amministrative (apparenti) e perdite fisiche (reali)
 - Le perdite amministrative sono volumi effettivamente consumati ma non contabilizzati, dovuti a:
 - Volumi di servizio: necessari al corretto funzionamento della rete (lavaggio di rete e serbatoi);
 - Volumi persi per una non corretta gestione degli impianti (stiori dei serbatoi, ad es.);
 - Volumi dovuti ad errori di misura (errori di rilevazione);
 - Volumi non autorizzati (allacci abusivi)
 - Le perdite fisiche sono volumi persi a causa della mancata integrità fisica degli elementi della rete; in base alla posizione dell'elemento in oggetto si effettua una distinzione tra:
 - Perdite di sottotondo: dovute a problemi di tenuta nelle giunzioni o piccole lesioni, non presentano effetti macroscopici visibili; non sono rintracciabili con le ordinarie campagne di ricerca perdite.
 - Perdite da rottura segnalata: le più facili da individuare perché determinano un affioramento dell'acqua o un'interruzione del servizio, presentano grandi aliquote di perdita ma l'intervento su di esse è rapido.
 - Perdite da rottura non segnalata: rintracciabili solo tramite un'adeguata attività di ricerca con adeguata strumentazione; oltre alla perdita possono determinare escavazioni del terreno circostante, dunque il collasso totale dell'opera.

Le perdite amministrative rappresentano circa il 30% delle perdite complessive!

Le principali cause delle perdite idriche sono:

- Elevate pressioni di esercizio (causa PRINCIPALE);
- Caratteristiche del terreno e condizioni di posa;
- Difetti di costruzione o di scelta del materiale utilizzato;
- Numero elevato di pezzi speciali e apparecchiature di regolazione;
- Numero di prese di allaccio alle utenze;
- Lunghezze e vetustà delle condotte;
- Tipologia e qualità delle giunzioni;
- Sollecitazioni sui tubi per effetto del traffico veicolare;
- Carenze di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Per effettuare una stima effettiva delle perdite idriche in una rete si possono impiegare due diverse tecniche:

- **Top-Down**: si considerano le varie componenti del Bilancio Idrico (secondo l'approccio I.W.A.), distinguendo tra il consumo autorizzato (a sua volta distinto in consumo fatturato - che può essere misurato da un contatore o non misurato nel caso di contratti forfettari, spesso usati in industrie tessili o metalmeccaniche - e consumo non fatturato - misurato se ad uso degli enti pubblici per fontane, irrigazione etc; non misurato se ad uso dell'ente gestore della risorsa idrica), di cui una aliquota è effettivamente rinvenuta economicamente, e le perdite (apparenti e fisiche).
↳ consumo autorizzato fatturato

- **Bottom-Up**: tecnica utilizzata per sottoreti o sezioni distrettualizzate a carattere permanente o temporaneo; si basa sulla stima delle perdite desunta misurando la portata minima notturna in continuo: la misura si effettua nella fascia oraria di minor richiesta (00.00 → 04.00), in cui si registrano i massimi valori di pressione.

$$MNF = NWP - ANCU - ANHU - NOV \rightarrow \text{Uso notturno per la gestione degli impianti (lavaggio)}$$

Minimum Night Flow

↳ Uso domestico notturno autorizzato

↳ Uso commerciale notturno autorizzato

↳ Volume immesso notturno nella porzione di rete in esame

Tecniche di individuazione delle perdite

- **Tecniche acustiche o con aste geofoniche**: si impiegano delle aste che, tramite un sistema meccanico di amplificazione delle vibrazioni del tubo o con un accelerometro e un amplificatore elettroacustico, permettono ad un operatore di individuare in base alla propria sensibilità eventuali perdite. A causa della sua soggettività discrezionale, il metodo è stato accantonato.
- **con correlatori**: applicano il metodo della matrice correlazione, analizzando il rumore captato con sensori (non intrusivi se accelerometri, intrusivi se idrofoni) che rilevano la posizione della perdita in funzione della differenza di tempi di ricezione tra due sensori a distanza fissata.
- **vibrazionali**: captano dal suolo rumori e vibrazioni indotte dalla perdita lungo la condotta.
- **Metodo del gas tracciante**: si interrompe il servizio insufflando nella tubazione una miscela di H_2 (5%) e N_2 (95%), osservando la sezione di risalita del gas si identifica la posizione della perdita.
- **Metodo ottico**: si interrompe il servizio idrico inviando un modello di ispezione robotizzato con CCTV o, per diametri considerevoli, dei tecnici.
- **Metodo basato sul moto vario**: si generano dei fenomeni di moto vario nella condotta per rilevare la propagazione delle onde di pressione, consentendo di individuare posizione e dimensione della perdita.
- **Metodo ad ultrasuoni**: Usa i dati elaborati da un sistema di misura e rilevamento che campiona i segnali emessi da condotte soggette a rottura convertendoli in frequenze udibilmente rilevabili.

- Metodo GPR: si utilizza un ground penetrating radar, studiando la velocità di propagazione delle onde emesse in funzione della saturazione del terreno causata dalla fuoriuscita dell'acqua.
- Metodo basato sulla termografia a raggi infrarossi: sfrutta le anomalie nella radiazione emessa dal terreno, la cui temperatura risente delle condizioni prodotte da perdite e vuoti nel sottosuolo; ciò consente anche di individuare anomalie nelle condizioni di posa della condotta.
- SAR: si individua l'area critica con un satellite a 637 km dalla Terra, acquisendo ortografie e radiometrie per localizzare l'area di perdita.
- Smart ball: si inseriscono dei dispositivi sterili in gomma-piuma (con sensori) nella tubazione in esercizio, acquisendo informazioni nel suo trascinamento.

Valutazione e quantificazione di perdite

Le perdite sono valutate come una portata di efflusso torricelliano:

$$Q = \mu \cdot g \sqrt{2gh}$$

μ → coefficiente di efflusso
 g → abbatte
 h → leakage exponent

$$Q_p = \alpha \cdot P^\beta$$

Q_p → Portata dispersa [L^3/s]
 α → discharge coefficient [$L^3/s \cdot m^3$]

Controllo delle perdite idriche

Sono possibili tre differenti approcci:

- Passivo: manutenzione ex-post attuata solo a seguito della manifestazione di una perdita (approccio peggiore);
- Sistemático: definizione di programmi cadenzati di manutenzione;
- Attivo: monitoraggio in continuo delle portate immesse in rete e della riduzione del livello di perdita tramite operazioni di distrettualizzazione della rete (separazione di una rete in più reti indipendenti: il sistema complessivo è meno elastico ma gli effetti di una perdita sono spazialmente limitati) o la regolazione del ciclo piezometrico tramite valvole di riduzione della pressione (PRV: pressure reducing valve) o altre tecniche di **pressure management**.

Con la distrettualizzazione si ha un efficace controllo di portate e pressioni in ogni distretto, un'acquisizione in tempo reale dei dati relativi ai parametri di gestione della rete (con misuratori nei punti di accesso al distretto) e un monitoraggio più accurato delle caratteristiche qualitative dell'acqua immessa.

La regolazione e l'utilizzo efficace delle PRV in rete con minimo impatto ^{tecnico} economico (riduzione della portata persa) ed economico (costi di investimento e installazione) può essere effettuata con un algoritmo genetico avente per popolazione la posizione e il settaggio delle PRV da immettere in rete:

$$Z = -C_w \cdot 365 \sum_{h=1}^n \sum_{i=1}^n [E_i \cdot \alpha (P_{ih}^\beta - P_{min}^\beta) \cdot \Delta t] + r \sum_{j=1}^{NPRV} C_{PRV} = ! \min$$

C_w = costo unitario dovuto alla portata persa;

n = numero di nodi; T = intervallo temporale; $NPRV$ = numero di PRV installate;

α = discharge coefficient; β = leakage exponent;

r = tasso di interesse annuo;

C_{PRV} = costo acquisto, installazione e manutenzione PRV.

La dissipazione di energia necessaria per la regolazione della pressione può essere recuperata sotto forma di energia elettrica alla piccola scala attraverso delle micro-turbine a reazione (da customizzare, più costose) o delle PAT (pump as turbine, pompe inverse, meno performanti); le seconde presentano ridotti costi di intervento e manutenzione e una ampia gamma di modelli disponibili in commercio pur soffrendo di una minore elasticità operativa e limitate informazioni a priori sulle caratteristiche prestazionali.

Per fronteggiare la minore elasticità operativa delle PAT si impiegano delle tecnologie di regolazione, distinte tra:

- **Regolazione idrica:** si inserisce un ramo di bypass con PRV e dei misuratori a monte e a valle del sistema, determinando automaticamente se far attraversare la portata attraverso l'uno o l'altro ramo. Una PRV immediatamente a valle consente di dissipare eventuali carichi residui:



- $Q = Q^* \Rightarrow$ PAT in condizioni ottimali;
- $Q_1 < Q^* \Rightarrow$ salto residuo dissipato dalla PRV a valle della PAT;
- $Q_2 > Q^* \Rightarrow Q_2^P$ attraverso la PAT, il resto nel ramo di bypass
- $Q < Q_{min}^P \Rightarrow$ tutto nel ramo di bypass (portata insufficiente)

- **Regolazione elettrica:** conversione della frequenza elettrica f in arrivo dalla rete elettrica modificando la velocità di rotazione della PAT; questa soluzione presenta importanti costi di installazione e manutenzione ed è particolarmente suscettibile ai disturbi elettromagnetici, richiedendo schermature apposite.

Sistemi di drenaggio urbano

Sono i sistemi più suscettibili in assoluto al cambiamento climatico e all'incremento di consumo di suolo.

A differenza di una rete di distribuzione idrica, la rete fognaria presenta tubazioni gerarchicamente crescenti dal punto di diramazione dall'utenza fino al **collettore**, a partire dal quale un'aliquota d'acqua viene convogliata verso un depuratore e la parte restante viene inviata ad un corpo idrico ricettore.

Un sistema di drenaggio urbano è costituito dalle opere di raccolta e immissione delle acque meteoriche e reflue nei collettori stradali, dalla rete di drenaggio propriamente detta, da eventuali manufatti di controllo idraulico ed ambientale. Poiché lo smaltimento delle acque usate e delle acque meteoriche può dar luogo a notevoli alterazioni qualitative dei corpi idrici ricettori, non più accettabili rispetto agli attuali standard ambientali, in un'analisi di un simile sistema bisogna tener conto di:

- **Sistema di fognatura:** destinato alla raccolta, l'allentamento e lo smaltimento di acque reflue e meteoriche attraverso canalizzazioni sotterranee con funzionamento **a pelo libero** (a causa della presenza di numerose bocche di lupo, caditoie etc) salvo casi particolari, con tratti di breve lunghezza operanti a pressione (condotte di mandata in stazioni di sollevamento o attraversamenti a sifone).

Presenta gli obiettivi di assicurare e regolare il drenaggio delle acque bianche (meteoriche) e il loro convogliamento nei corpi idrici ricettori eliminando i danni a cose e persone o limitandoli in caso di eventi meteorici di intensità eccezionale; inoltre il sistema convoglia tutte le acque nere (reflue) verso gli impianti di depurazione per trattarle in funzione di precisi obiettivi di qualità.

Il loro dimensionamento dipende dallo studio delle **scale di deflusso**, che valutano il quantitativo d'acqua che attraversa una sezione in funzione del livello idrico raggiunto nello **speco** (condotta).

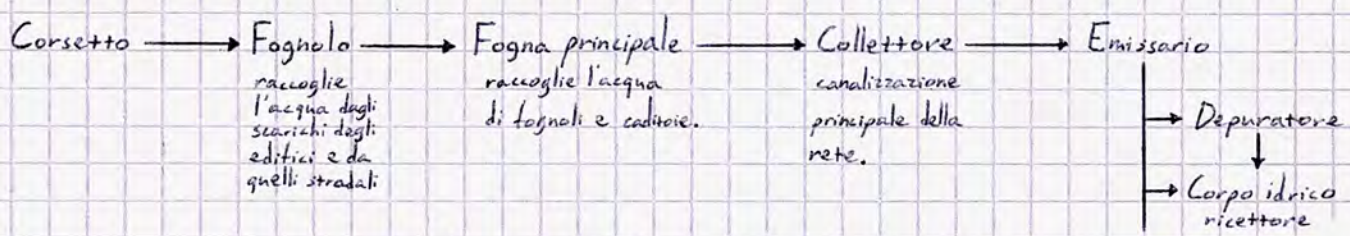
- **Impianto di depurazione:** adibito alla depurazione delle acque reflue e di parte di quelle meteoriche prima di avviarle al corpo idrico ricettore
- **Corpi idrici ricettori:** ricevono le acque scaricate e ne subiscono l'impatto

Il progetto di un sistema di drenaggio urbano si articola nelle seguenti fasi:

- Analisi della necessità dell'intervento e definizione degli obiettivi della progettazione;
- Analisi dell'assetto territoriale (normative, piani urbanistici, popolazione, caratteristiche dei terreni, altre reti...);
- Analisi delle caratteristiche di recapito (impianti di depurazione, punti di scarico, ricettori);
- Scelta del sistema di drenaggio (fognatura)
 - Unitario: un unico speco convoglia acque bianche e nere.
 - Separato: 2 spechi; quello che convoglia acque nere è di diametro minore e posto a quota inferiore per evitare contaminazioni all'altro speco; è meno utilizzato perché gli allacci abusivi vengono attuati sullo speco di maggior diametro (meno rintracciabile).
- Tracciato della rete e ubicazione dei manufatti speciali;
- Valutazione delle portate di tempo asciutto;
- Analisi delle piogge intense e valutazione delle portate meteoriche;
- Valutazione dei carichi inquinanti di tempo asciutto e di tempo di pioggia;
- Calcolo degli spechi;
- Dimensionamento dei manufatti ordinari e speciali e delle apparecchiature;
- Definizione dei criteri gestionali.

Logicamente, nel caso di una rete separata si prevede uno scaricatore (che conduce l'acqua al corpo idrico ricettore senza depurazione) solo alla rete di acque bianche, permettendo il convogliamento diretto di una sua aliquota.

Il riferimento normativo in materia è il TU ambientale, in cui si afferma che l'ente gestore deve predisporre un idoneo programma di interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria della rete fognaria, definendo gli intervalli per le normali operazioni di spurgo della rete oltre alle verifiche delle condizioni statiche dei manufatti e dello stato di usura dei manufatti. L'impianto di drenaggio deve obbligatoriamente garantire il passaggio più rapido possibile dall'utenza al depuratore, minimizzando la diffusione di gas tossici o infiammabili ed evitando fenomeni di sedimentazione. A differenza della rete di distribuzione dunque il sistema è reticolare gerarchizzato, con sistemi lineari, indipendenti e convergenti:



Gli scaricatori di piena scaricano le portate pluviali al colmo di piena (di punta), derivando verso la depurazione una portata pari a 3-5 volte la portata nera media di tempo asciutto nel giorno di maggior consumo per sistemi unitari e una portata di acque di prima pioggia (1 L/s · ha impermeabile) per sistemi separati. In successivi interventi gli scaricatori più importanti possono essere completati con vasche di prima pioggia, atte a trattenere le acque meteoriche più inquinate (2,5-5 mm di pioggia, equivalenti a 25-50 m³/ha impermeabile); esse non richiedono alcuna modifica della rete o dell'impianto di depurazione e favoriscono il defluire di una portata il più possibile costante verso il depuratore, massimizzando l'efficienza.

Per una migliore comprensione dei criteri di scelta del sistema, va precisato quanto segue:

- In caso di piogge intense le portate meteoriche di un bacino urbano (sistema di drenaggio) sono molto più elevate delle portate di tempo asciutto: il rapporto è anche di due ordini di grandezza (100:1);
- Anche le acque meteoriche sono inquinate poiché dilavano le superfici (strade e tetti) caricandosi di sostanze con concentrazioni paragonabili a quelle dei reflui; in particolare sono inquinate le acque di prima pioggia;
- Non è possibile addurre la totalità della portata meteorica in depurazione a causa del differente ordine di grandezza rispetto ai reflui (implicherebbe un eccessivo sovradimensionamento), i trattamenti dei liquami sono incompatibili con la forte intermittenza degli apporti meteorici e un depuratore in condizioni di eccessivo sovraccarico (forte pioggia) andrebbe rapidamente fuori servizio.

- Occorre prevedere un trattamento depurativo per le acque di prima pioggia, utilizzando per la separazione appositi dispositivi (scaricatori di piena e vasche di prima pioggia);
- È opportuno per quanto possibile evitare il sollevamento delle acque meteoriche, poiché richiede elevati costi di installazione per condizioni di utilizzo non frequenti.

In tempo di pioggia dunque le reti unitarie tramite appositi manufatti - scaricatori di piena - scolmano gran parte della portata prima dell'ingresso all'impianto di depurazione, avviandola al recapito finale senza trattamento. Va altresì tenuto presente che possono trovare accesso alla fognatura, anche in tempo asciutto, acque di falda - dette acque parassite - che, se in grande quantità e non previste, possono dar luogo al funzionamento degli scaricatori anche in tempo asciutto.

Ne segue che dal punto di vista ambientale sono preferibili i sistemi separati i quali a livello teorico non scaricano nei ricettori liquami non trattati. Purtroppo non è facile assicurare una corretta separazione delle acque meteoriche dai liquami, in quanto non sempre si riescono ad evitare collegamenti impropri tra le due reti, a causa di:

- Allaccio illegale di scarichi di liquami alla rete pluviale, che provocano il rilascio continuo di liquame non trattato nei ricettori;
- Allaccio di scarichi pluviali alla rete sanitaria, con la conseguenza di:
 - Ammettere al depuratore acque meteoriche in eccesso, compromettendone il funzionamento;
 - Sovraccaricare anche notevolmente la rete sanitaria, con relativa pressurizzazione e fuoriuscita di liquami.

La scelta del sistema di fognatura, unitario o separato, è legata a criteri tecnici, economici e ambientali.

Dal punto di vista economico, il sistema separato presenta maggiore onerosità poiché:

- Dati i notevoli valori delle portate meteoriche, gli specchi della rete pluviale separata devono avere dimensioni circa pari a quelle della rete unitaria, con costi molto simili;
- Per consentire l'intersezione delle reti, la rete sanitaria separata deve essere posta in opera a una profondità maggiore di quella pluviale, con costi di scavo maggiori;
- Aumenta sensibilmente il numero di allacciamenti e di opere d'arte da realizzare.

Per quanto riguarda l'aspetto tecnico e ambientale, è preferibile l'adozione di un sistema separato; esso deve però essere evitato se non vi è l'assoluta garanzia di separazione degli scarichi pluviali e sanitari di ciascuna abitazione e il collegamento di ogni scarico con la rete di competenza (altrimenti il sistema risulta molto più inquinante di quello unitario in quanto i liquami immessi nella rete pluviale scaricherebbero anche in tempo asciutto), inoltre poiché le acque pluviali sono esse stesse notevolmente inquinate (almeno quelle di prima pioggia), il beneficio ambientale di un sistema separato - anche se correttamente funzionante - è comunque funzione dell'efficienza degli scaricatori di piena.

Nelle zone rurali, infine, in cui lo smaltimento delle acque pluviali in genere avviene tramite il reticolo idrografico naturale o tramite il sistema di smaltimento agricolo, costituito da scoline e fossi, la fognatura ha quasi soltanto la funzione di raccolta delle acque reflue, per cui l'adozione del sistema separato è di rigore.

In alcuni casi il sistema separato risulta più economico di quello unitario:

- Piccoli centri urbani, in cui la rete pluviale può ridursi a pochi tronchi che trovano immediato recapito in colatori naturali fuori dal centro urbano stesso;
- Zone pianeggianti, con pochi punti di recapito, in cui la necessità di mantenere pendenze sufficienti al deflusso dei liquami in tempo asciutto impone l'inserimento di numerosi sollevamenti: l'utilizzo di un sistema separato può consentire di sollevare soltanto le acque reflue, assegnando pendenze minori per la rete pluviale.

I principali riferimenti normativi in materia sono:

- | | |
|---|-----------------------------------|
| • Circolare LL. PP. 11633/1974 |] Norme Tecniche |
| • Delibera Ministero LL. PP. 04/02/1977 - All. 4; | |
| • DM 12/12/1985; |] Norme Tecniche per le Tubazioni |
| • Circolare LL. PP. 27291/1986; | |
| • DPCM 04/03/1996 |] Risorse idriche |
| • DM LL. PP. 08/01/1997, n° 99; |] Perdite idriche |
| • D.Lgs. 03/04/2006, n° 152; |] Testo Unico Ambientale |
| • DM I.T. 04/04/2014 |] Norme Tecniche per le Tubazioni |

I livelli minimi di servizio sono disciplinati dal d.p.c.m. 04/03/1996 Disposizioni in materia di risorse idriche, che impone i seguenti parametri:

- Fognature miste: limite al coefficiente di diluizione $R \geq 3 Q_{m,n}$;
- Fognature separate: nelle zone di nuova urbanizzazione e nei ritavimenti di quelle preesistenti si deve di norma ricorrere a tale sistema, salvo ragioni tecniche, economiche ed ambientali contrarie;
- Acque di prima pioggia alla rete nera;
- Grigliatura e disoleazione delle acque bianche (tempo di ritorno: 1 anno);
- Immissione in rete mista con pozzi sifonati ed areati;
- Servire a gravità le utenze poste 0,5 m sotto il piano stradale;
- Fognatura nera dimensionata sulla portata di punta dell'acquedotto, oltre alla portata delle acque di prima pioggia;
- Le reti di fognatura bianca o mista devono essere dimensionate e gestite in modo da garantire che fenomeni di rigurgito non interessino il piano stradale o le immissioni di scarichi neri con frequenza superiore ad una volta ogni 5 anni per ogni singola rete.

La Delibera di Giunta Regionale n° 46 del 20/08/2007
Piano di tutela delle acque della Regione Campania definisce
e norma le acque di prima pioggia:

La scelta del coefficiente di diluizione da adottare nel progetto dello scaricatore di piena fu demandata dalla L. 319/76 (L. Merli), abrogata dal d.l. 152/99 e dal successivo d.l. 258/2000, alle Regioni; nel BURC n. 10 - febbraio 1983 si assume $R=5$.

- Le acque di prima pioggia dovranno essere accumulate in vasche a perfetta tenuta stagna; al termine dello evento meteorico, dovranno essere inviate all'impianto di depurazione. Inoltre, le vasche di prima pioggia per sistemi fognari sia unitari che separati andranno commisurate di norma ad un volume di $25 \text{ m}^3/\text{ha}$ impermeabile. Le vasche di prima pioggia dovranno essere previste sia in corrispondenza di tutti gli scaricatori di piena, sia presso lo scaricatore in testa all'impianto di depurazione.

Drenaggio urbano e reticolo idrografico

Ragioni di economia e di funzionalità fanno sì che il tracciato ottimale dei collettori principali di una rete di fognatura segna in larga misura gli impluvi naturali, a meno che l'impatto antropico sul tessuto urbano non abbia talmente stravolto la topografia originaria da rendere ciò impossibile.

Questo però non significa che i colatori naturali esistenti debbano essere trasformati in collettori. I canali sotterranei sono molto più costosi dei canali all'aperto, e in generale non conviene immettere acque provenienti dall'esterno dell'area urbana. È opportuno dunque deviare le acque pluviali provenienti dalle zone rurali circostanti, smaltendole più economicamente con un sistema indipendente di canali aperti, senza attraversare l'area urbana.

La struttura della rete di drenaggio urbano dunque dipende dalla struttura urbanistica dell'abitato e dalla conformazione e composizione del terreno.

I principali tipi di rete sono:

- A pertine: tipico delle aree aventi un andamento declive, il collettore è pseudoparallelo alle curve di livello mentre le fogne principali sono ad esso ortogonali;
- Circumlacuale: il collettore ha un andamento tale da circondare un lago;
- A ventaglio: i fognoli sono ortogonali alle curve di livello, la fogna principale si immette nel collettore con una inclinazione generica, il collettore è pseudoparallelo alle curve di livello. Conformazione tipica in aree con pendenze medie.
- Radiale: presenta lo stesso andamento della rete circumlacuale, in virtù di un particolare andamento anulare delle curve di livello.
- A terrazzi: definita da fognoli ortogonali alle curve di livello e dalla fogna principale parallela ad esse che confluisce nel collettore, ad esse ortogonali. Più fogne principali: confluiscono a step nel collettore, ciascuna con una propria area di influenza.

Dimensionamento del sistema fognario

Nel dimensionamento si punta a determinare la dimensione degli specchi una volta assegnate forma e scabrezza.

Per farlo è necessario determinare le due aliquote di portata defluenti nel sistema:

- Aliquota fecale: dipende dalla portata nella rete di distribuzione;
- Aliquota pluviale: definita in base a modelli di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi pluviali (3 modelli principali).

Da ciò si determinano le portate di tempo asciutto (nere) e quelle meteoriche (bianche).

Nel dimensionamento di una rete di drenaggio si deve tener conto dell'obiettivo progettuale: trasportare le acque drenate allo scarico o al trattamento in tempi adeguati a garantire la protezione idraulica e ambientale del bacino nel rispetto di prefissati valori limite della velocità e del grado di riempimento delle sezioni delle condotte.

Il dimensionamento idraulico di una rete di fognatura va sviluppato in base alle velocità limite prescritte dalla circolare 11633 del ministero dei LL. PP. (07/01/1974):

- Velocità minima: non inferiore a $0,50 \text{ m/s}$, al fine di evitare l'instaurarsi di condizioni favorevoli alla sedimentazione delle sostanze trasportate nelle fognature unitarie e nelle fognature nere. L'accumulo delle sostanze sedimentate infatti può ridurre la sezione idrica fino all'occlusione pressoché totale della fogna (i depositi si consolidano diventando difficilmente asportabili) e, essendo putrescibili, lo sviluppo di gas maleodoranti, tossici (H_2S) o infiammabili (CH_4).

Ricapitolando:

- L'aliquota meteorica di acqua che raggiunge il depuratore è l'acqua di prima pioggia.
- Lo scaricatore è il dispositivo che definisce e ripartisce le acque da inviare in depurazione.
- Le vasche di prima pioggia favoriscono una portata costante, implicando una maggior efficienza del depuratore.
- Il sistema fognario viene progettato in base a eventi meteorici con un tempo di ritorno di 5-10 anni.

- Velocità massima: 4 m/s per fogne unitarie, 5 m/s per fogne bianche per limitare il degrado dovuto all'azione meccanica della acqua e del materiale solido trascinato dalla corrente. Nel caso di fogne bianche la velocità è maggiore perché l'acqua presenta un minor trasporto solido, dunque l'altezza cinetica non è influenzata dal trasporto di materiale grossolano.

La portata fecale media Q_{fm} , portata media delle acque reflue, può essere espressa in funzione della popolazione e della dotazione idrica pro capite come segue:

$$Q_{fm} = E \cdot \frac{\text{dot} \cdot P}{86400}$$

In Italia, dot = 250 l/ab.g

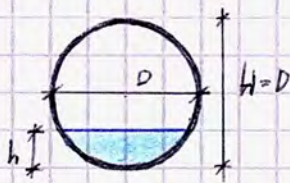
In cui E costituisce il coefficiente di dispersione - in genere assunto pari a 0,80 - che schematizza come non tutta l'acqua erogata alle utenze finisce in fognatura (ad esempio per ciò che riguarda l'irrigazione).

L'andamento temporale della portata nera dipende anch'esso dalla medesima dinamica nei consumi idrici, presentando rispetto ad esso:

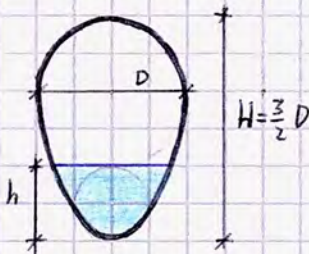
- Uno sfasamento temporale dovuto al tempo impiegato dall'acqua per scorrere dall'utenza alla fogna considerata;
- Variazioni meno accentuate dovute sia al funzionamento a pelo libero (determina un certo potere moderatore quando le portate sono variabili) sia perché i contributi di zone poste a distanze differenti arrivano sfalsati nel tempo, in modo che i rispettivi minimi e massimi non si sommano.

Definito il coefficiente di punta $C_p = 20 \cdot P^{-0.20}$, è possibile definire la portata fecale di punta $Q_{fp} = C_p \cdot Q_{fm}$ rispetto cui poter dimensionare l'impianto.

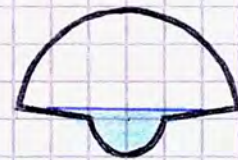
A differenza delle opere idriche studiate in precedenza, il sistema fognario presenta specchi di più geometrie:



Circolare



Ovoidale inglese



Circolare con cunetta

La riduzione di sezione lungo l'altezza e l'eventuale fondello ceramico consentono maggiori velocità in condizioni di asciutto; è preferibile in impianti piovreggianti.

Geometria non regolare, consente velocità di deflusso più elevate per piccole portate grazie alla cunetta.

Il dimensionamento del singolo specchio si effettua in funzione del corrispettivo grado di riempimento ammissibile, che per gli specchi di principale interesse applicativo assume i seguenti valori:

- Specchi circolari: $h/D \leq 0,50 - 0,60$
- Specchi ovoidali: $h/D \leq 0,70 - 0,80$

Il grado di riempimento dello specchio ovoidale è maggiore perché a parità di D , essendo la geometria più ampia occorrono portate particolarmente ingenti per saturare la calotta superiore; in uno specchio circolare la probabilità di riempimento in un funzionamento a pelo libero è maggiore.

Curiosità: in base alla geometria di uno specchio mistilineo è possibile comprendere il rapporto tra portate di tempo asciutto e portate meteoriche: minore è la dimensione relativa della cunetta, maggiore è la frequenza e l'intensità degli eventi meteorici rispetto al contributo di portata dovuto alle utenze.

Logicamente, nelle operazioni di dimensionamento intervengono le formule di resistenza; è necessario dunque definire il materiale degli elementi impiegati per valutare il coefficiente di scabrezza.

Nel caso di funzionamento a pelo libero, le formule di riferimento sono quella di Chézy o di Gauckler-Strickler (più usata).

Scala di deflusso: diagramma che definisce l'andamento di portata e velocità al variare del grado di riempimento in un dato speco. Sia la curva della portata che quella della velocità sono crescenti fino ad un massimo in corrispondenza di un grado di riempimento caratteristico della geometria, oltre il quale esse si riducono a causa di un aumento delle perdite di carico.

Infatti, in dette condizioni aumenta sensibilmente il contorno bagnato χ a fronte di un ridotto aumento di sezione interessata dal flusso; ne segue che il raggio idraulico, parametro della formula di Gauckler-Strickler, si riduce e di conseguenza Q e v . Simili fenomeni si verificano in ogni geometria a calotta.

$$Q = K \cdot \sigma \cdot \sqrt{R} \cdot J = k_s \cdot \sigma \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

$$k_s \cdot R^{1/6}$$

coefficiente di conducibilità idraulica di Chézy

$$\frac{\sigma}{\chi}$$

coefficiente di conducibilità idraulica di Gauckler-Strickler

Cenni di idrologia - curva di probabilità pluviometrica

Nello studio dei sistemi di drenaggio urbano, la determinazione della portata pluviale richiede uno studio degli eventi meteorici insistenti sul bacino in esame, essendo strettamente legata ad essi.

Va ricordato che la portata di pioggia supera di uno o anche due ordini di grandezza la portata fecale di punta, dunque la sua valutazione è molto più determinante nel dimensionamento e nella verifica degli specchi fognari.

A fini tecnici, la caratterizzazione di un evento meteorico consiste nel valutare quantitativamente l'entità della precipitazione, ovvero:

- I volumi idrici complessivamente precipitati;
- La loro distribuzione nel tempo.

La portata bianca conseguente ad un evento meteorico è dunque funzione della quantità d'acqua rilasciata dall'evento e dalla durata dell'evento stesso.

Per interfacciarsi con dette valutazioni occorre definire alcune grandezze idrologiche:

- **Altezza di pioggia:** altezza della lama d'acqua che si stabilisce in un recipiente di raccolta a fondo piano, orizzontale e impermeabile, in assenza di evaporazione nell'intervallo di tempo da \mathcal{O} a t . Viene generalmente espressa in mm e dipende da latitudine, longitudine, altitudine, orografia, direzione e frequenza dei venti, posizione rispetto ai mari più prossimi.

$h(t)$

- **Intensità di pioggia:** altezza di pioggia caduta sul bacino in esame nell'unità di tempo, generalmente espressa in mm/h:

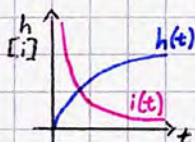
$$i(t) = \frac{dh(t)}{dt}$$

intensità di pioggia istantanea

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{h}{t}$$

intensità di pioggia media

In un generico evento meteorico, l'andamento di $h(t)$ è crescente e pseudoparabolico, mentre l'intensità di pioggia ha forma di un ramo di iperbole; ne segue che le fasi iniziali degli eventi meteorici presentano una maggiore intensità di pioggia.



Per effettuare una misura di dette grandezze si impiegano delle specifiche strumentazioni. In particolare, per la valutazione della altezza di pioggia esistono dispositivi disponibili in commercio, che consentono in virtù dell'ampia disponibilità un maggior numero di dati statistici.

A prescindere dal grado di precisione e accuratezza dello strumento, una stazione pluviometrica contiene di norma anche altre strumentazioni di misura delle grandezze meteorologiche, assumendo dunque la connotazione di stazione meteorologica. In genere, i suoi strumenti principali sono:

- Pluviogradio: consente una stima in continuo dell'acqua caduta;
- Pluviometro: effettua una registrazione del dato in fasi temporali definite;
- Termigrometro: misura temperatura e umidità relativa;
- Anemogradio: consente di determinare la direzione del vento;
- Anemometro: consente di valutare l'intensità del vento.

Sono stati installati simili dispositivi sulla edificio 8 di via Claudia e sulla sede universitaria di via Forno Vecchio, i cui dati sono liberamente reperibili sul sito "pangea"

Logicamente è imperativo definire un adeguato posizionamento della strumentazione, in maniera tale da evitare che le misure siano influenzate da particolari condizioni locali.

I pluviometri sono strumenti costituiti da un imbuto munito di griglia in superficie che raccoglie le acque meteoriche convogliandole ad una vaschetta volumetrica posta interiormente. Al termine di un giorno si misura l'altezza di pioggia come rapporto tra il volume raccolto e l'area della vaschetta stessa.

Ogni 24h un addetto apre la valvola che serra l'imbuto riversandola l'acqua nel contenitore graduato sottostante, effettuando la misura per poi svuotarlo e renderlo pronto ad una nuova operazione di misura. Si osserva come lo strumento non sia in grado di registrare l'evoluzione temporale degli eventi di pioggia, a differenza dei pluviografi.

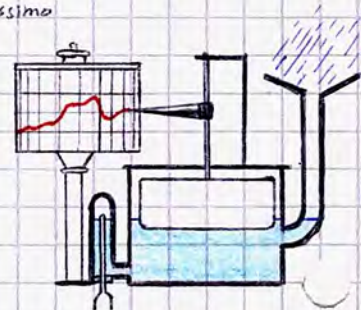


I pluviografi permettono la registrazione in continuo dell'altezza di pioggia durante l'evento meteorico, fornendo informazioni anche sull'intensità di pioggia.

Il pluviogradio a sifone in particolare presenta un galleggiante connesso ad un pennino che scrive su un tamburo rotante, con un sifone che svuota il recipiente automaticamente una volta raggiunto il massimo riempimento.

In alternativa, il pluviogradio a bilancia presenta una coppia di vaschette basculanti di volume noto; riempita una vaschetta essa fa ruotare la bilancia consentendone lo svuotamento in automatico, mentre l'altra vaschetta si riempie. Ad ogni inversione delle vaschette corrisponde un certo volume di precipitazione che trasmette un impulso alla penna.

L'organo basculante può anche essere utilizzato per aprire e chiudere un circuito elettronico, consentendo l'archiviazione diretta ed automatica su supporto digitale.



Annali idrologici

Strumenti analitici utilizzati fino al 2005 per determinare la forma funzionale della pioggia in una data area. Ogni annale è infatti un rapporto annuale registrato da opportuni enti in cui si registrano i dati di ogni stazione meteorologica per poi correlarli nella stima dei dati. Dal servizio idrografico italiano del Ministero dei Lavori Pubblici - istituito nel 1917 - le competenze passano nel 1989 alla presidenza del Consiglio dei Ministri, per poi passare alle singole regioni nel 1998 (sezioni distaccate del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano - SIMI); a partire da detta fase la registrazione diventa discontinua, la Campania è però tra le regioni più reattive, con un centro funzionale all'interno della Protezione Civile con dati disponibili sia come open source che a richiesta (nel caso di stazioni proprietarie o convenzionate con altri enti).

Negli anni di attività del SIMI - avente un ufficio centrale di coordinamento presso la presidenza del Consiglio dei Ministri e 12 compartimenti idrografici distribuiti sul territorio - la gestione delle singole stazioni dislocate sul territorio era eterogenea, determinando diverse misure sul tema dell'acqua.

Ogni annale era diviso in due fascicoli (Termo-pluviometria; Idrometria) ciascuno a sua volta diviso in più parti tematiche. In questa fase è di particolare interesse il primo fascicolo, diviso in due sezioni: Termometria e Pluviometria. Nella sezione dedicata alla pluviometria sono presentate diverse tabelle (6) in cui si registrano le precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi (III) o le precipitazioni di notevole intensità e breve durata registrate ai pluviografi (IV), riguardanti eventi di durata maggiore o minore di 1h; la tabella III presenta dunque solo il massimo valore annuale,

mentre la tabella V riporta tutti gli eventi ritenuti significativi dall'operatore della singola stazione ed è dunque più discrezionale.

Annale, parte I, sezione B, tabella III - modello:

Bacino di riferimento	Intervallo di ore			
	1	3-6	12	24
• Elenco delle • Stazioni • Meteorologiche	mm	giorno		
		e mese		

Si indica per ciascuna stazione il ~~max~~ valore massimo registrato per ciascun evento meteorico di durata entro ciascuna classe, indicando per ciascuna voce giorno e mese della registrazione.

Annale, parte I, sezione B, tabella IV - modello:

Bacino di riferimento	Giorno e mese	Durata in ore e min.	Quantità di precipitazione (mm)
• Elenco delle • Stazioni • Meteorologiche	1	*	
	2	2	2

* $\varnothing_1 = 1/10 \text{ h} = 6 \text{ min}$
 $\varnothing_3 = 3/10 \text{ h} = 18 \text{ min}$ \rightarrow durate variabili!

Per ogni stazione possono essere riportate più registrazioni ritenute significative; le informazioni non sono sistematiche ma discrezionali.

Curva di probabilità pluviometrica

A partire dalle registrazioni riportate negli annali si definisce la curva di probabilità pluviometrica, che consente di definire una relazione tra la massima altezza di pioggia e la durata dell'evento.

La relazione può essere descritta efficacemente da diverse formule; in Italia in genere si utilizza una legge di potenza monomia o biparametrica del tipo:

$$h(t) = a \cdot t^n \implies i(t) = a \cdot t^{n-1}$$

\nearrow espone dell'altezza di pioggia
 \searrow coefficiente dell'altezza di pioggia, pari ad $\frac{h(t=1h)}{\text{max}}$

Esistono due differenti approcci per determinare la curva:

- **Deterministico:** desueto e limitante, consente di studiare solo i dati progressi;
- **Probabilistico:** si associa ad una determinazione della variabile e la relativa probabilità di accadimento, consente una previsione del futuro.

$$\log(h(t)) = \log(a \cdot t^n) = \log a + n \log t$$

intercetta
coeff. angolare

Mentre l'approccio deterministico fonda su una semplice retta di inviluppo dei dati presenti negli annali per determinare a ed n , determinando più possibili soluzioni, risentendo di eventuali outliers e non consentendo la previsione di eventi eccezionali, l'approccio probabilistico assegna il massimo annuale di altezza di pioggia come una variabile aleatoria distribuita secondo una certa funzione di probabilità. Considerando una serie di dati dei valori massimi annuali di pioggia riferiti ad una assegnata durata t , si può considerare un campione di dimensione pari al numero di anni di osservazione (20-25) di una variabile casuale. Attraverso le tecniche di inferenza statistica è possibile ricavare la funzione distribuzione di probabilità più adatta a interpretarlo.

Trattandosi dei valori massimi, si può fare riferimento in prima battuta alla distribuzione di Gumbel.

Una generica funzione distribuzione di probabilità associa ad ogni determinazione della variabile aleatoria una data probabilità di accadimento; per questioni statistiche solitamente gli eventi massimi annuali presentano una distribuzione non simmetrica, ben schematizzata dalla distribuzione Gumbel o dalla Two Component Extreme Value (TCEV), sua evoluzione definita dalla combinazione di due Gumbel e che consente di prevedere gli eventi straordinari con maggiore affidabilità.

In ogni funzione distribuzione di probabilità, l'area sottesa dalla curva è pari ad 1. Integrando la funzione inoltre si ottiene la funzione di probabilità cumulata, in cui l'integrale definito fino ad un valore x definisce la probabilità che la variabile aleatoria x venga minorata. Detta funzione $F(x)$ dipende da due parametri α ed ϵ - che definiscono scala e posizione della distribuzione - a loro volta dipendenti dalla media μ e dallo scarto quadratico medio σ dei dati della popolazione distribuita secondo la legge considerata.

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\epsilon)}}$$

Sulla funzione distribuzione di probabilità, l'integrale definito è la probabilità di accadimento di un evento; il suo complemento a 1 la probabilità che l'evento non si verifichi.

Interpretare il massimo annuale di altezza di pioggia come una variabile aleatoria consente di introdurre il concetto di **periodo di ritorno T** , ovvero il numero medio di anni intercorrenti ~~tra~~ dal momento in cui la variabile aleatoria assume un determinato valore fino al successivo raggiungimento o superamento (almeno una volta); è un concetto probabilistico stimato in anni per consentire l'esplicitazione di calcoli in termini annuali (essendo la valutazione della curva di probabilità pluviometrica basata su una variabile estratta annualmente).

Tutte le infrastrutture idrauliche vengono progettate in funzione di uno specifico periodo di ritorno: 5 anni per le reti di drenaggio, 1000 anni per le dighe (con alcune componenti progettate a 2000 anni) in ragione del valore esposto - e il rischio ad esso legato - maggiore.

Essendo il periodo di ritorno un termine probabilistico, esso è definito in base alla probabilità di non superamento del valore considerato, amplificato con un opportuno coefficiente per definire il **valore storico** rispetto cui poter progettare.

A partire dalla definizione di periodo di ritorno, tramite le funzioni di probabilità è possibile definire un parametro K_T , amplificativo rispetto al dato registrato negli annali è possibile definire l'altezza massima di pioggia per l'evento meteorico di durata t e con periodo di ritorno T :

$$h_{t,T} = \mu_T \cdot K_T \quad ; \quad K_T = f(\ln(T); K')$$

μ_T , valore medio della distribuzione

parametro che tiene conto della oscillazione dei dati storici rispetto al loro valore medio (σ/μ , coeff. di variazione)

Si intuisce che all'aumentare di K_T aumenta h_t , riducendosi la probabilità di superamento.

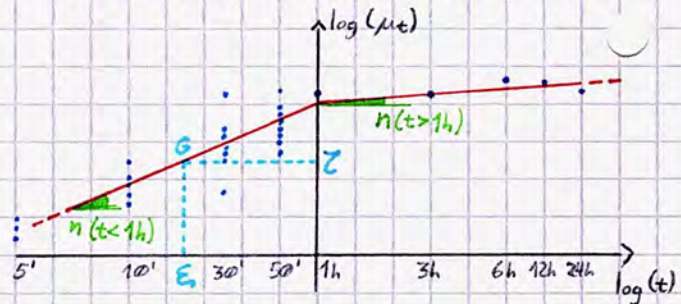
Con la metodologia appena descritta è possibile ricostruire la curva di probabilità pluviometrica per eventi meteorici di durata superiore a 1h, impiegando i dati presenti in tabella III.

Tuttavia, in buona parte delle operazioni di dimensionamento e verifica di una rete di drenaggio urbano gli eventi meteorici di interesse hanno durata inferiore a un'ora ed è dunque opportuno riferirsi ai dati presenti in tabella V - più discrezionale - che determinano una nuvola di punti che sul grafico a scala bilogarithmica della curva di probabilità pluviometrica definisce l'andamento lungo il semiasse negativo del tempo.

Logicamente, diagrammata la curva di probabilità pluviometrica complessiva - definendo il ramo delle durate inferiori all'ora come retta di regressione congiungente il baricentro della nuvola di punti e l'intercetta della retta degli eventi meteorici di durata maggiore di 1h perché ogni evento ha una e una sola probabilità di accadimento - si osserverà un punto angoloso per $t=1h$, durata di estremità dei due rami, in quanto il coefficiente angolare della retta di regressione degli eventi brevi sarà necessariamente maggiore di quello degli eventi di durata maggiore di 1 ora in virtù della differente caratterizzazione (e della maggior intensità media di pioggia negli eventi brevi).

Effetto area

La stima dei parametri della curva di probabilità pluviometrica dipende anche dall'area interessata: in un'area vasta (tra i 200 e i 1000 ha) infatti è possibile definire un **centro di pioggia** in cui l'altezza di pioggia è massima; allontanandosi da esso la grandezza diminuisce anche di un'entità significativa, particolarmente per gli eventi meteorici di breve durata. Occorre dunque affinare la curva; per farlo si utilizzano delle relazioni calibrate dal Poggi per le foggiature di Milano e che modificano a ed n . Alternativamente, è possibile utilizzare un coefficiente di ragnaggio della pioggia alla area K_A che si riduce all'aumentare dell'area e aumenta all'aumentare della durata dell'evento meteorico.



Il progettista deve scegliere quale ramo della curva di probabilità pluviometrica utilizzare; di norma per il progetto di reti di drenaggio si impiega il ramo di sinistra in quanto in ambiente urbano i tempi di corrivazione del bacino sono minori di 1h; per bacini naturali o artificiali di grande dimensione invece i tempi di ruscellamento sono significativamente maggiori, richiedendo un progetto in base al secondo ramo.

Distribuzione Two Component Extreme Value (TCEV)

Modello che consente una migliore interpretazione probabilistica di serie con outliers, è costituita dalla combinazione di due distribuzioni Gumbel, relative a:

- Eventi standard (probabilità di superamento $> 5\%$)
- Eventi rari (probabilità di superamento $< 5\% \Rightarrow T = 1/0,05 = 20$ anni)

I valori del fattore di crescita K_T , stimabile nel modello TCEV pur non essendone ricavabile l'espressione analitica, sono stati calcolati e resi disponibili dal progetto VA.PI. - valutazione delle piene - del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, avente per obiettivo la predisposizione di una procedura uniforme sullo intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali.

Scopo del rapporto pubblicato nell'ambito del progetto è fornire uno strumento e una guida ai ricercatori ed ai tecnici operanti sul territorio per comprendere i fenomeni coinvolti nella produzione delle portate di piena naturali ed effettuare previsioni sui valori futuri delle piene in una sezione di un bacino idrografico non regolato. Si riportano di seguito i valori del fattore di crescita calcolati per il compartimento di Napoli del SIMI.

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1k
K_T (progge)	0,93	1,22	1,43	1,65	1,73	1,90	1,98	2,26	2,55	2,95	3,26

In un procedimento pratico, si considera la stazione pluviometrica più vicina all'area d'interesse reperendo il dataset di riferimento nei 20-25 anni precedenti, particolarmente in relazione alle tabelle III e IV già menzionate. Si rappresentano i dati storici - valutandone la media - nel piano bi-logaritmico definendo la retta interpolante dei dati della tabella III per conoscere l'intercetta, dunque il ramo legato agli eventi di durata inferiore all'ora, dunque la curva di probabilità pluviometrica con i relativi coefficienti a ed n .

Fissato $T = 5$ anni, K_T è noto - pari a 1,22 in questo caso - dunque è possibile valutare $h_{t,T}$ e di conseguenza la curva di possibilità pluviometrica amplificata, di riferimento per il progetto dell'opera.

Modelli di trasformazione afflussi-deflussi

Il processo di trasformazione afflussi-deflussi raggruppa l'insieme dei diversi processi idrologici che concorrono alla formazione del deflusso a partire dalla precipitazione meteorica, prima ancora che il deflusso si incanali nella rete idrografica.

L'ingresso fondamentale del bilancio di massa idrica per una porzione elementare di un bacino idrografico è costituito dalla precipitazione misurata in prossimità del suolo. Tale precipitazione viene in parte intercettata dalla vegetazione, in parte si infiltra nel suolo, in parte va ad accumularsi in piccoli invasi naturali e/o artificiali (porzanghere, avvallamenti...); la parte rimanente infine va a costituire il deflusso superficiale che scorrerà verso la rete idrografica secondo le linee di massima pendenza del terreno.

Il sistema suolo-vegetazione dunque costituisce una naturale capacità di invaso, che tende a decurtare la quantità d'acqua precipitata che arriverà alla rete idrografica (precipitazione efficace o netta); tale riduzione dipende, istante per istante, dalla capacità complessiva di tali invasi che varia nel tempo sia a causa del loro progressivo riempimento che per importanti processi di trasferimento d'acqua nel sistema suolo-atmosfera (evaporazione; traspirazione; acqua intercettata dalle radici delle piante, assorbita ed immessa in atmosfera per evaporazione dalle foglie). In generale esistono più deflussi sotterranei:

- Iperdermico: negli strati più superficiali del terreno, detta filtrazione è più consistente in terreni più pendenti;
- Percolazione: filtrazione negli strati più profondi e nelle falde $\begin{cases} \rightarrow \text{deflusso di base} \\ \rightarrow \text{carica degli acquiferi} \end{cases}$;
- Acqua trattenuta dalle piante $\begin{cases} \rightarrow \text{evaporazione} \\ \rightarrow \text{traspirazione} \end{cases}$;
- Ruscellamento superficiale: dai sistemi di canalizzazione al sistema idrografico (naturale o artificiale) ricettore.

Oltre a modellizzare le decurtazioni dall'aliquota meteorica dovuta ai fenomeni che trattengono l'acqua, occorre

tener conto del fatto che il deflusso nella rete idrografica ha tempi di ritardo rispetto alla precipitazione progressivamente crescenti all'aumentare della profondità; infatti si definiscono tre differenti tipi di deflusso, con tempi di risposta inclusi in determinati range e legati alle caratteristiche specifiche del bacino (permeabilità, pendenza...):

- Deflusso superficiale: 1 min - 3h
- Deflusso ipodermico: 1 - 100h
- Deflusso di base: 1 - 100 giorni

La modellazione del processo di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi pluviali si inserisce come componente essenziale per la ricostruzione e previsione di Idrogrammi di piena in una o più sezioni di un bacino imbrifero (in ambiente urbano una area scolante) a partire dalla distribuzione spaziotemporale delle piogge insistenti sul bacino.

La modellazione matematica di un idrogramma di piena può essere interpretata come la messa a punto di un filtro, il cui ingresso è costituito da una variabile $P(x,t)$ di tipo distribuito (dipendente dallo spazio x e dal tempo t) coincidente con la precipitazione insistente sul bacino durante un particolare evento; l'uscita è invece una variabile $Q(t)$, detta portata nella sezione di chiusura del bacino, di tipo integrato nello spazio (dipendendo solo dal tempo).

La sezione di chiusura coincide con la sezione terminale del bacino, attraverso cui passa la portata pluviale complessiva per immettersi in esso.

La trasformazione da pioggia al suolo a portata nella sezione di chiusura avviene secondo una serie di processi rappresentabili tramite specifici sub-modelli.

- Input: misure di pioggia puntuali (registrazioni pluviometriche) e distribuite (radar meteorologici) interpolate per ottenere l'andamento delle precipitazioni lorde al suolo nello spazio e nel tempo in termini di afflusso per unità di area (Q/A);

- Precipitazione efficace: aliquota delle precipitazioni lorde che va in deflusso superficiale - eventualmente ipodermico - che viene studiata attraverso un adeguato modello di trasformazione afflussi-deflussi che valuta la produzione di deflusso $Q(x,t)$ in ogni area unitaria - idealmente, in ogni punto - del bacino (Q/A);

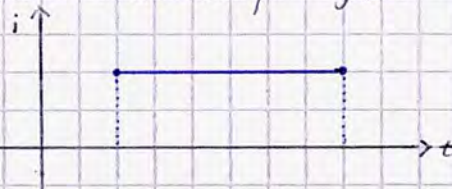
- Output: il processo di concentrazione dei deflussi superficiali nel reticolo idrografico e di trasferimento lungo questo sino alla sezione di chiusura del bacino viene rappresentato tramite un modello di formazione dell'onda di piena.

In sintesi occorre individuare la piovosità del bacino e le sue caratteristiche, utilizzare un approccio probabilistico per valutare la trasformazione di afflussi in deflussi e formare un idrogramma di piena (variazione di portata nella sezione di chiusura nel tempo fino al raggiungimento della portata al colmo di piena / di picco).

Le ipotesi alla base dell'utilizzo di un modello di trasformazione afflussi-deflussi per ottenere l'idrogramma di piena o la portata al colmo corrispondenti ad un determinato evento meteorico sono:

- Periodo di ritorno del deflusso generato coincidente con il tempo di ritorno dell'afflusso corrispondente, in maniera tale da potersi riferire alla curva di probabilità pluviometrica.

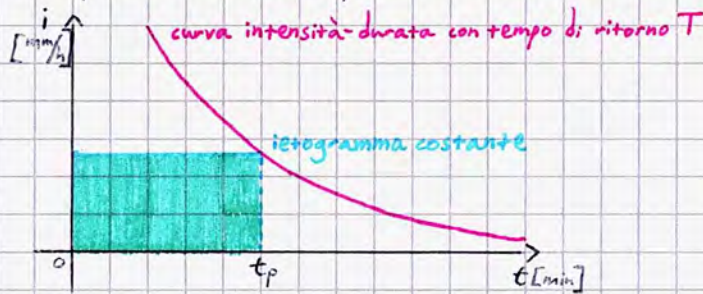
- Studio di **idrogrammi rettangolari**: si definisce idrogramma una funzione che definisce l'andamento dell'intensità di pioggia nel tempo; nella realizzazione del modello occorre costruire uno idrogramma sintetico o di progetto - con periodo di ritorno pari a quello di riferimento per l'opera di drenaggio, nell'ordine dei 5-10 anni - utilizzando le informazioni fornite dalla curva di probabilità pluviometrica. Nelle applicazioni su piccoli centri abitati si utilizza lo idrogramma rettangolare, in cui si ipotizza che l'intensità di pioggia sia costante in tutta l'evoluzione dell'evento meteorico; per modelli di trasformazione più sofisticati invece si utilizzano idrogrammi differenti, ad esempio lo idrogramma di tipo Chicago che posiziona arbitrariamente l'istante di massima intensità per schematizzare eventi con un andamento più irregolare.



Lo ietogramma rettangolare dunque rappresenta una pioggia ad intensità costante per tutta la sua durata; occorre assegnare il periodo di ritorno T e la durata della pioggia t_p (durata dell'evento critico). Dalle curve di probabilità pluviometrica valide nel territorio in esame si deduce l'intensità media dell'evento critico di durata t_p e periodo di ritorno T assegnati; tale intensità è considerata costante per tutta la durata dell'evento.

Detto ietogramma è il più diffuso in virtù della sua semplicità, ma presenta i seguenti limiti:

- Occorre determinare a priori la durata di pioggia dell'evento critico;
- L'intensità è nulla prima e dopo l'evento di durata critica, dunque il volume complessivo risulta sottostimato rispetto agli eventi reali;
- Non riproduce variabilità e picchi di intensità durante l'evento.



- Stima del coefficiente di afflusso φ : definito come il rapporto tra il volume idrico che raggiunge la rete di canali V_{eff} e il volume di pioggia totale V_{tot} ; tiene conto del fatto che non tutta l'acqua meteorica raggiunge la rete di canali. φ varia in funzione del tipo di pavimentazione - in particolare per ciò che concerne la permeabilità - e del periodo di ritorno dell'evento meteorico.

$$0 \leq \varphi = \frac{V_{eff}}{V_{tot}} \leq 1$$

''

$$\frac{\sum_i \varphi_i \cdot A_i}{\sum_i A_i}$$

In ambiente urbano, in cui la distribuzione di pavimentazioni e materiali è variegata, la stima di φ si effettua con una media ponderata rispetto alle aree omogenee. Ogni area scolante nello schema idrografico viene definita da uno studio delle pendenze, della posizione della sezione di chiusura (in cui confluiscono tutte le acque), dell'effettiva estensione areale associata alla singola sezione di chiusura (nell'ordine dei 2-3 ha), degli edifici (da considerare sempre interamente inclusi in una singola area in virtù dello scarico totale, che si assume scaricare nella medesima sezione di chiusura) e.

Classificazione dei modelli afflussi-deflussi

- Modelli Fisicamente Basati: più complessi, tengono conto della totalità dei fenomeni fisici in atto risolvendoli con completezza.
- Modelli (idrologici) concettuali: i fenomeni fisici vengono schematizzati, il sistema e la relativa risposta sono modellati con componenti idraulici in maniera tale da non dover risolvere le equazioni fisiche dei processi. Sono particolarmente utilizzate le seguenti schematizzazioni:

Iter procedurale:

- Stabilire il periodo di ritorno T (5-10 anni);
- Costruzione di uno ietogramma di progetto con periodo di ritorno T ;
- Scelta di un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

- Canali (lineari): rappresentano un trasferimento temporale (lag ritardo tra ingresso e uscita) delle acque meteoriche. È la schematizzazione usata dal metodo della corruzione (metodo cinematico);
- Serbatoi (lineari): rappresentano le diverse forme di immagazzinamento dell'acqua per mezzo di uno o più serbatoi. Si ipotizza una topografia da luce di fondo per stimare la portata nella sezione di chiusura. È la schematizzazione utilizzata dal metodo di invaso.

- Modelli empirici o *Black Box*: sono modelli che rappresentano i fenomeni fisici. Accettano una funzione di input (ietogramma) e forniscono una funzione di output (idrogramma). Richiedono diversi dati di input ed output corrispondenti per consentire la taratura.

A livello spaziale, i modelli si dividono in:

- Globali: il bacino è considerato nel suo insieme, non si considera la variabilità spaziale della precipitazione e delle caratteristiche topografiche, idrauliche e di uso del suolo del bacino;
- Distribuiti: si considera la variabilità spaziale della precipitazione e delle grandezze del bacino.

In base alle caratteristiche di risposta, si distingue tra:

- Modelli stazionari: ingressi (ietogrammi) identici sfasati nel tempo producono uscite (idrogrammi) identici, anch'essi sfasati nel tempo (in altre parole, si considera una semplice traslazione temporale tra input e output, si può dire che idrogramma \equiv pluviogramma);
- Modelli lineari: vale il principio di sovrapposizione degli effetti: ad una combinazione lineare delle funzioni di ingresso corrisponde la medesima combinazione lineare delle funzioni di uscita \Rightarrow si sovrappongono più eventi/effetti meteorici, sommando le singole portate senza tener conto di eventuali interferenze.

$$i_1(t) \rightarrow Q_1(t); \quad i_2(t) \rightarrow Q_2(t) \Rightarrow a i_1(t) + b i_2(t) \rightarrow a Q_1(t) + b Q_2(t)$$

In base ai fenomeni analizzati, si distingue tra:

- Modelli completi: rappresentano - più o meno schematicamente - i diversi processi di immagazzinamento dell'acqua (superficie, suolo, acquiferi) e di scambio dell'acqua - tra atmosfera, superficie, suolo, acquiferi, rete fognaria - dovuti a precipitazione, evaporazione, infiltrazione, scorrimento...
- Modelli di piena: rappresentano unicamente la trasformazione della pioggia netta in deflusso di pioggia, dunque soltanto la componente veloce del deflusso, alimentata da scorrimento superficiale ed ipodermico
 - Occorre determinare a priori la pioggia netta (ad esempio utilizzando uno ietogramma di progetto con coefficiente di afflusso per le perdite ed eventuale funzione di distribuzione);
 - Se presente, occorrerà sommare il deflusso di base al modello;
 - In sintesi, il modello valuta unicamente l'input netto di pioggia per stimare l'andamento dell'idrogramma di un evento meteorico.
- Modelli per la stima della portata al colmo: semplici relazioni che forniscono unicamente la portata al colmo (ed eventualmente qualche altra grandezza); a differenza degli altri modelli non fornisce l'idrogramma di piena.

Modelli Afflussi-Deflussi lineari

Questi modelli hanno in comune l'assunzione che esista una relazione lineare che correla l'input (precipitazioni) all'output (portata). A rigore, esistono diversi processi idrologici non lineari nella trasformazione di afflussi in deflussi (il più importante dei quali è l'infiltrazione: se trascurabile - ovvero in caso di terreni impermeabili - l'assunzione di linearità è più realistica); in generale dunque la applicabilità dei modelli lineari è limitata alla porzione di volume di precipitazioni e deflussi in relazione di linearità (pioggia netta e deflusso superficiale).

Metodo della corrivazione

È un modello concettuale che tiene principalmente conto del tempo intercorrente tra la caduta delle gocce di pioggia ed il loro passaggio attraverso la sezione di chiusura, riferendosi logicamente alla particella d'acqua nella condizione più gravosa. Si basa sulle seguenti ipotesi fondamentali:

• Moto uniforme, sincrono e autonomo:

- **Uniforme:** le caratteristiche cinematiche e dinamiche permangono costanti nello spazio e nel tempo;
- **Sincrono:** si raggiunge lo stesso grado di riempimento in tutte le sezioni contemporaneamente (ipotesi molto cautelativa);
- **Autonomo:** il funzionamento idraulico di un tronco non è influenzato dagli altri tronchi.

• **Alveo cilindrico:** la sezione trasversale del canale è costante, ovvero il canale è ottenuto come traslazione longitudinale di una sezione ed è dunque a diametro costante.

- La formazione della piena è dovuta unicamente al trasferimento della massa liquida (senza alcuna influenza dovuta alla presenza di eventuali bolle d'aria);
- Il percorso di ogni goccia di pioggia è immutabile - non influenzato dalla presenza di altre gocce - e dipende unicamente dal punto di caduta;
- La velocità di una goccia non è influenzata da altre gocce;
- La portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante nella sezione di chiusura.
- Nell'ipotesi di intensità di pioggia costante, il metodo della corrivazione assume che la durata dell'evento meteorico coincida col tempo di corrivazione del bacino, ovvero con la condizione più gravosa per il bacino stesso.
- **Formula razionale:** nell'ipotesi di pluviogramma rettangolare (intensità costante), la portata massima Q_{max} in una generica sezione della rete si può ottenere per una durata di pioggia pari al massimo tempo di corrivazione del bacino t_c , risultando pari a:

$$Q_{max} = \frac{\varphi \cdot i_{cc} \cdot A}{360}$$

con i_{cc} pari alla intensità media di pioggia per una durata pari al tempo di corrivazione t_c [mm/h]; A misurata in ha; Q_{max} in m^3/s ; φ adimensionale.

Si definiscono i seguenti parametri, fondamentali per l'applicazione del metodo:

- **Tempo di corrivazione t_c :** tempo che l'acqua impiega per portarsi dal punto più lontano del bacino alla sezione considerata, pari alla somma del tempo di ruscellamento e dei tempi di percorrenza dei tratti attraversati (tempo di corrivazione della sezione terminale del generico tratto considerato). Di norma si assume:

$$\bullet t_c = t_R + t_p \quad \text{tratti senza confluenze a monte}$$

$$\bullet t_c = \text{MAX} \{t'_c; t_R\} + t_p \quad \text{tratti con confluenze a monte}$$

- **Tempo di ruscellamento t_R :** tempo massimo che impiegano le particelle di pioggia a raggiungere lo specchio a partire dal punto di caduta; ad esso si assegnano di norma valori compresi tra 5 e 15 minuti a seconda che l'area sottesa sia più o meno grande, urbanizzata o pendente.
- t'_c : maggiore dei tempi di corrivazione dei tratti a monte, qualora questo sia maggiore del t_R assunto per l'area parziale sottesa;

• Tempo di percorrenza t_p : tempo di percorrenza dell'acqua all'interno del tronco di fogna di progetto. Può essere definito in maniera esatta allorché siano noti lunghezza, pendenza e scala di deflusso dello specchio ipotizzato. Risulta infatti:

$$t_p = L/V$$

con L = lunghezza della fogna e V velocità di percorrenza dell'acqua.

• Pur dipendendo da diversi fattori intrinseci del bacino (pavimentazione, pendenza...) o variabili in base all'evento (stato di umidità iniziale del suolo, altezza totale di precipitazione...), nella pratica ingegneristica il coefficiente di afflusso si ritiene costante nel bacino, riferendosi logicamente alla condizione più svantaggiosa per il bacino.

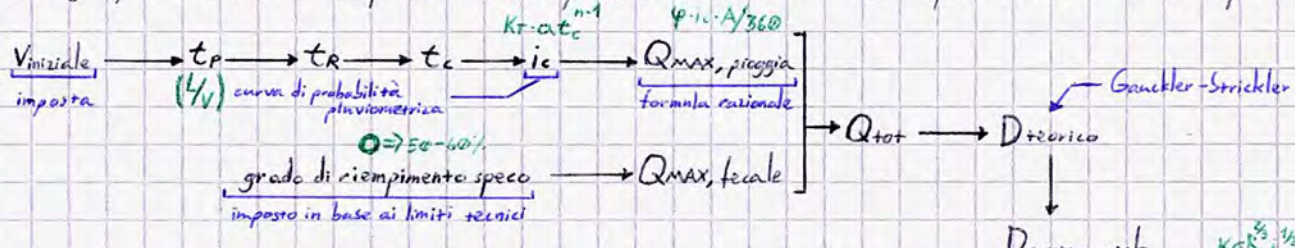
Noto le portate pluviali e fecali, le lunghezze dei tratti (L_i) e le relative aree colanti (A_i), assegnato un opportuno coefficiente di afflusso (φ), il dimensionamento degli specchi attraverso il metodo della corrivazione prevede di calcolare la portata defluente attraverso il tronco che di volta in volta si considera.

⚠ Per i tratti iniziali, privi di confluenze a monte, il valore del tempo di corrivazione t_c è dato dalla somma del tempo di ruscellamento e di quello massimo impiegato dalle particelle di pioggia per raggiungere la fogna: $t_c = t_R + L/V$; in presenza di tratti confluenti a monte invece nella sezione terminale di un tratto generico il tempo di corrivazione sarà dato da $t_c = t'_c + L/V$, con t'_c pari al massimo dei tempi di corrivazione dei tratti confluenti a monte o, nel caso in cui tale tempo sia minore del tempo di ruscellamento del tratto considerato, il tempo di ruscellamento stesso (vale infatti l'ipotesi di sincronismo).

Noto il tempo di corrivazione è elementare la valutazione dell'intensità di pioggia i (c) dalla curva di probabilità pluviometrica; il coefficiente di afflusso φ sarà pari - per ogni sezione generica - alla media pesata dei coefficienti di afflusso delle aree colanti dei tratti confluenti.

Iter di dimensionamento

Sono ignoti diametro degli specchi e velocità dell'acqua nei tronchi; si procede con un metodo iterativo ipotizzando una velocità di primo tentativo:



Metodo dell'invaso lineare

Si basa sull'equazione della continuità riportata nella seguente forma:

$$\varphi \cdot i \cdot A \cdot dt = q \cdot dt + dV$$

Tale equazione evidenzia che del volume idrico affluito alla fognatura nel tempo dt ($\varphi \cdot i \cdot A \cdot dt$), una parte defluisce dalla sezione considerata ($q \cdot dt$) mentre una parte si invasa nella rete a monte della sezione stessa (dV).

Per quanto riguarda le portate pluviali, considerando un pluviogramma rettangolare il termine $\varphi \cdot i \cdot A$ resta costante per la durata della pioggia t_p ; la portata defluente $q(t)$ invece cresce, tendendo asintoticamente al valore $\varphi \cdot i \cdot A$, aumentando parallelamente il volume V invasato nella fogna.

Al cessare della pioggia il termine $\varphi \cdot i \cdot A$ si annulla istantaneamente e i volumi immagazzinati nella fogna e la portata in uscita da questa andranno diminuendo nel tempo fino ad assumere valori nulli. Ne consegue che la massima portata Q_{MAX} si realizzerà alla fine del periodo di pioggia t_p , mentre il problema di progetto si riduce ad individuare la durata di pioggia t che massimizzi la portata, tenuto conto che al diminuire di questa aumenta l'intensità di pioggia i .

Il metodo è stato adottato nel tempo attraverso molteplici interpretazioni, di cui si segnalano i seguenti tre approcci che, nella loro evoluzione, hanno portato alla definizione di un criterio di verifica e dimensionamento della rete fognaria.

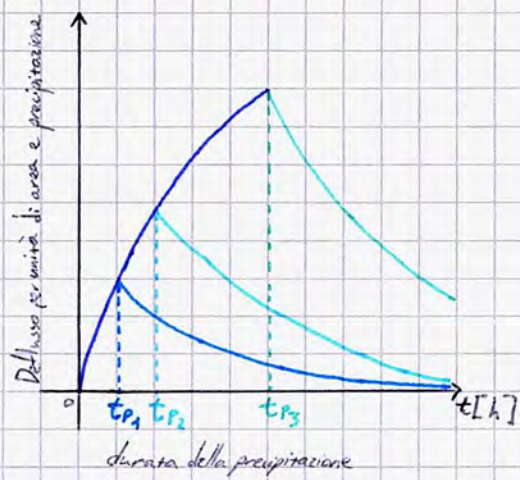
ricardo polidoro

• Approccio di Paladini (1902) e Fantoli (1909);

• Approccio di Puppini (1923) *Verifica*;

• Approccio di Supino (1933) *Dimensionamento*.

Vale sempre l'ipotesi di moto uniforme, sincrono, autonomo e di alveo cilindrico.

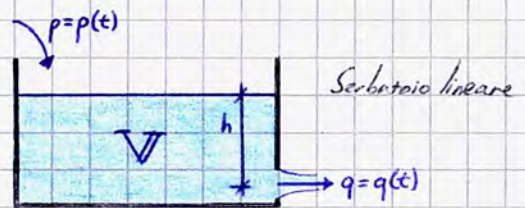


Il problema è stato risolto, nell'ipotesi di intensità di pioggia (i) costante e di rete fognaria inizialmente vuota ($q(t=0) = 0$), considerando:

① Una relazione lineare tra il volume V immagazzinato nella rete a monte e l'area della sezione idrica ω :

$$V/\omega = V/\Omega = \text{cost.}$$

Questa condizione, nel caso di un singolo tratto, corrisponde all'ipotesi di moto uniforme; nel caso di reti invece risponde alle ulteriori ipotesi che i vari elementi si riempiono contemporaneamente senza che mai il deflusso degli affluenti sia ostacolato dallo stato dell'acqua nei riceventi (funzionamento autonomo) e che il grado di riempimento di ogni elemento sia coincidente con quello degli altri (funzionamento sincrono).



② Una relazione lineare tra la portata defluente q e l'area della sezione a monte ω :

$$q/\omega = Q/\Omega = \text{cost.}$$

Ciò corrisponde all'ipotesi di velocità costante in condotta, sufficientemente prossima alla realtà nella fascia di tiranti idrici generalmente considerati.

Eliminando ω dalle due relazioni predette si ottiene $V = \frac{V}{Q} \cdot q \stackrel{\text{def}}{\iff} V = K \cdot q$, relazione che esprime una dipendenza lineare tra portata uscente dalla sezione di chiusura e volume immagazzinato a monte di questa (Serbatoio lineare).

Costante di invaso, dimensionalmente corrispondente a un tempo, pari al tempo necessario per svuotare il serbatoio del massimo volume immagazzinato V in funzione della portata al colmo Q .

Dimostrazione:

$$\textcircled{1} \quad V = \mu \cdot \omega; \quad V = \mu \cdot \Omega \Rightarrow \mu = \frac{V}{\Omega}$$

nelle ipotesi di Moto uniforme del singolo tratto e Moto sincrono e autonomo dell'intera rete

$$\hookrightarrow V = \frac{V}{\Omega} \omega \quad (1)$$

relazione lineare tra volume immagazzinato nella rete a monte e area della sezione idrica ($V/\omega = h$)

$$\textcircled{2} \quad q = b \cdot \omega^\alpha; \quad Q = b \cdot \Omega^\alpha \Rightarrow b = \frac{Q}{\Omega^\alpha} \iff \alpha = 1 \quad \text{nelle medesime ipotesi di } \textcircled{1}$$

$$\hookrightarrow q = \frac{Q}{\Omega} \omega \quad (2) \quad \text{generica scala di deflusso in moto uniforme con } 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (q/\omega = v) \quad \text{m/s}$$

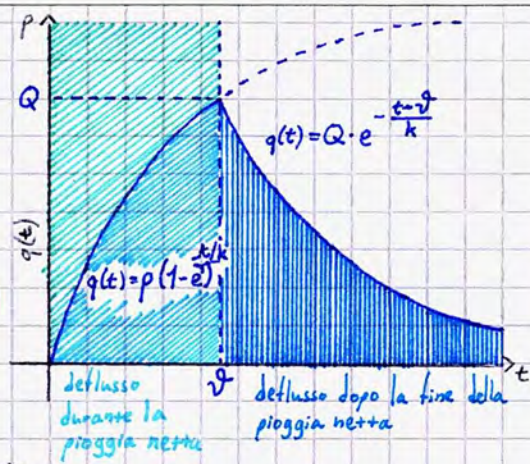
Il serbatoio si dice lineare perché esiste una dipendenza lineare tra la portata uscente dalla sezione e il volume immagazzinato a monte di questa.

Combinando le equazioni (1) e (2) si ottiene:

$$V = \frac{V}{\Omega} \cdot \omega = \frac{V}{\Omega} \cdot \frac{\Omega}{Q} \cdot q = \frac{V}{Q} \cdot q = K \cdot q \quad \square$$

$$V = K \cdot q \quad ; \quad K = \frac{V}{Q} \quad [t]$$

$$dV = K dq$$



Per istanti di tempo t precedenti o uguali alla durata dell'evento meteorico

$$t_p: \quad \varphi \cdot i \cdot A \cdot dt = q \cdot dt + dV \Rightarrow \varphi \cdot i \cdot A \cdot dt = q \cdot dt + K \cdot dq \quad (3) \quad \text{per } t \leq t_p$$

Per istanti di tempo t successivi alla durata dell'evento meteorico t_p :

$$\varphi \cdot i \cdot A \cdot dt = q \cdot dt + dV \Rightarrow \varphi \cdot i \cdot A \cdot dt = 0 \Rightarrow K \cdot dq = -q \cdot dt \quad (4) \quad \text{per } t > t_p$$

In ipotesi di pluviogramma rettangolare ($i = \text{cost.}$), l'equazione (3) è un'equazione differenziale a variabili separabili:

Metodo di verifica: $(\varphi \cdot i \cdot A - q) dt = K dq;$

$$dt = \frac{K}{\varphi \cdot i \cdot A - q} dq \Rightarrow \int dt = K \cdot \int \frac{1}{\varphi \cdot i \cdot A - q} dq \Rightarrow t = K \left(-\ln(\varphi \cdot i \cdot A - q) + \text{cost.} \right) \quad \int \frac{dx}{a-x} = -\ln(a-x) + \text{costante}$$

Se $t = 0 \Rightarrow q = 0 \Rightarrow \text{cost.} = K \ln(\varphi \cdot i \cdot A)$; si ha quindi che:

$$t = K \left(-\ln(\varphi \cdot i \cdot A - q) + \ln(\varphi \cdot i \cdot A) \right) = K \left(\ln(\varphi \cdot i \cdot A) - \ln(\varphi \cdot i \cdot A - q) \right) = K \ln \left(\frac{\varphi \cdot i \cdot A}{\varphi \cdot i \cdot A - q} \right);$$

$$t = K \ln \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon - q} \right) \Rightarrow t = \frac{V}{Q} \ln \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon - q} \right) \quad \text{con } \varepsilon = \frac{\varphi \cdot i \cdot A}{Q_{\max}}$$

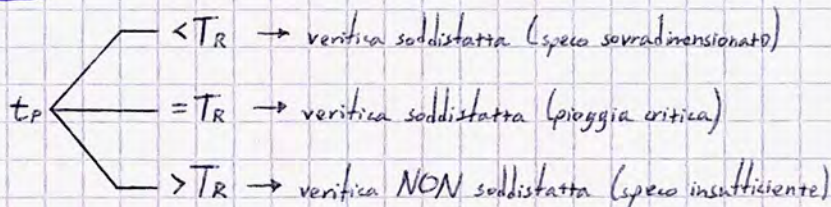
In funzione di tale ipotesi Fantoli (1904) elaborò un metodo di verifica basato sul concetto di tempo di riempimento T_R , definito come il tempo necessario affinché - con una pioggia di intensità assegnata - la portata defluente nella sezione in esame raggiunga il massimo ammissibile.

$$t = T_R \Rightarrow q = Q_{\max} \Rightarrow \frac{q}{Q_{\max}} = 1 \Rightarrow T_R = \frac{V}{Q} \ln \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} \right)$$

Verifica: per ciascun evento meteorico si calcola:

$$t_p \Rightarrow i(t_p; T) = K_T \cdot \alpha \cdot t_p^{n-1} \Rightarrow Q_{t_p} = \varphi \cdot i(t_p; T) \cdot A \Rightarrow \varepsilon_{t_p} \Rightarrow T_R$$

periodo di ritorno



In funzione di tali considerazioni, per ogni evento meteorico esiste un valore di tempo di riempimento T_R che la durata dell'evento meteorico non dovrebbe superare, onde evitare la totale pressurizzazione dello specchio.

La verifica dello specchio si conduce verificando che il tempo di riempimento T_R risulti maggiore della durata di pioggia t , per tutti i possibili pluriogrammi, al variare dell'intensità di pioggia i, T ; in particolare, tale verifica è effettuata per tutti gli eventi meteorici che presentino durata non sufficientemente lunga da definire un valore di $\epsilon < 1$.

All'aumentare della durata dell'evento meteorico infatti il valore dell'intensità di pioggia diminuisce; conseguentemente il prodotto $\varphi \cdot i \cdot A$ tende prima a Q e poi ad un valore minore, comportando la definizione di un $\epsilon < 1$ cui corrisponde un valore del tempo di riempimento infinito, in riferimento al quale la verifica risulta sempre soddisfatta.

$$T_R = \frac{V}{Q} \ln \left(\frac{\epsilon}{\epsilon - 1} \right)$$

Al fine di trasformare tale metodo di verifica in un metodo di dimensionamento, si fa riferimento alle considerazioni di Supino (1929): integrando le seguenti equazioni differenziali, in ipotesi di fogna vuota all'istante iniziale ($q(t=0) = 0$):

Metodo di dimensionamento

$$t = K [-\ln(\varphi \cdot i \cdot A - q) + \text{cost.}];$$

$$\frac{t}{K} = -\ln(\varphi \cdot i \cdot A - q) + \text{cost.};$$

$\rightarrow q(t=0) = 0 \Rightarrow \text{cost.} = \ln(\varphi \cdot i \cdot A)$

$$\frac{t}{K} = -\ln(\varphi \cdot i \cdot A - q) + \ln(\varphi \cdot i \cdot A) = \ln \left(\frac{\varphi \cdot i \cdot A}{\varphi \cdot i \cdot A - q} \right);$$

$$q = \varphi \cdot i \cdot A \cdot \left(1 - e^{-t/K} \right) \quad \text{per } 0 \leq t \leq t_p$$

Ramo ascendente (schema p. 122)

Attraverso una serie di passaggi analitici, ricordando che $i(t_p) = a \cdot t_p^{n-1}$ si perviene alla definizione della portata massima attraverso l'introduzione del coefficiente idometrico u e dell'invaso specifico V :

$$u = \frac{Q_{\max}}{A} = \frac{2168 \cdot [n \cdot (\varphi \cdot a)^{1/n}]}{V^{(1/n-1)}} \quad [L/(s \cdot ha)] \quad V = \frac{V_{\text{tot}}}{A}$$

in cui:

- a : coefficiente della curva di probabilità pluviometrica [m/h];
- n : esponente della curva di probabilità pluviometrica [-];
- φ : coefficiente di afflusso [-];
- V_{tot} : volume invasato in tutto il sistema fognario, pari a:

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{ip}} + V_{\text{cont}} + V_{\text{pi}}$$

Volume di invaso delle confluente di monte: è il volume invasato nei tratti a monte di quello considerato.

Volume di invaso proprio: volume che si invasa nel tronco in progetto, pari a $V_{\text{ip}} = \omega \cdot L_i$

Volume di piccoli invasi: volume invasato in tutte le capacità minori presenti nel bacino (pozzi, fognoli, fossi, cunette, grondaie, terrazzi, pozzianghere...); è indeterminabile analiticamente, dunque nella pratica progettuale si assume un valore di 30-50 m^3/ha , a seconda della pendenza della zona e del grado di urbanizzazione.

Progetto

Si applica un procedimento iterativo che prevede come primo step il fissare un coefficiente idrometrico u di primo tentativo, per poi seguire il procedimento seguente:

$$u \rightarrow Q_p = u \cdot A \rightarrow \sigma \rightarrow V_{ip} = \sigma \cdot L \rightarrow V_{tot} = V_{ip} + V_{cont} + V_{pi} \rightarrow V = \frac{V}{A} \rightarrow u'$$

il procedimento si arresta se lo scarto tra u ed u' è accettabile.

Il procedimento iterativo di calcolo delle portate pluviali è il seguente:

- Si assegna un valore di tentativo del coefficiente idrometrico u , e, poiché è nota la superficie colante a monte della sezione del tronco considerato, si determina la portata pluviale. Fissata la pendenza del tronco, dalla scala di deflusso si determina il tirante idrico e la sezione idrica ω , dunque il volume di invaso proprio. Il volume totale invasato sarà allora dato dai

$$V_{tot} = V_{ip} + V_{cont} + V_{pi}$$

- Per la sezione successiva alla prima, la portata defluente si calcolerà ritenendosi al coefficiente idrometrico dell'area in esame e i volumi dei piccoli invasi saranno quelli di tutta l'area colante a monte della sezione di calcolo;
- Determinato il volume totale invasato, si calcola il volume d'invaso specifico V dal quale si può calcolare il coefficiente idrometrico u' . Se il valore di u' è compatibile con quello di partenza il processo si arresta, altrimenti si ripete con un coefficiente uguale o leggermente inferiore ad u .

Metodo dell'invaso semplificato

Per sottobacini di **estensione limitata** (≤ 30 ha), l'Ingegnere Guido De Martino, come risultato di una serie di calcoli con il metodo dell'invaso lineare, ha sviluppato un modello per la determinazione diretta della Portata al Colmo di Piena.

Ipotesi: la portata al colmo di piena si determina in corrispondenza di un evento meteorico critico di durata $d_c = 15 \text{ min} = 900 \text{ s} = 0,25 \text{ h}$.

Confrontando i risultati ottenuti dall'applicazione della formula nazionale per $t = d_c = 15 \text{ min}$ con quelli derivanti dal metodo dell'invaso lineare, De Martino osservò che il primo approccio sovrastimava le portate al colmo di piena; introdusse quindi un coefficiente di ritardo Ψ tale da eguagliare le risultanze del metodo sviluppato con quelle derivanti dall'invaso lineare:

$$Q_{max} = \Psi \cdot \frac{\varphi \cdot i_c \cdot A}{360}$$

con i_c intensità di pioggia critica di durata d_c [mm/h]
 A superficie del bacino

Ψ è funzione di:

- intensità di pioggia critica;
- estensione areale del bacino A ;
- pendenza del tronco i ;
- coefficiente di afflusso φ .

Per piccoli invasi, Ψ ha forma tabellare; invece di interpolare è possibile considerare il coefficiente relativo a una condizione leggermente più gravosa di quella in esame.

Confrontando i tre metodi di trasformazione afflussi-deflussi considerati, si ha che:

- Metodo della corrivazione: la maggior incertezza del modello è dettata dal tempo di ruscellamento t_R , stabilito dal progettista tra 5 e 15 min. Procedendo verso valle del sistema di drenaggio in esame, tale aliquota assume minore rilevanza, essendo il suo contributo minore rispetto ai tempi di corrivazione dei tratti confluenti.
- Metodo dell'invaso lineare: la maggiore incertezza del modello è dettata dai volumi di piccoli invasi V_{pi} , fissati dal progettista come prodotto di 30-50 m^3/ha per l'estensione areale del bacino. Procedendo verso valle del sistema di drenaggio considerato tale aliquota assume minore rilevanza, essendo il suo contributo minore rispetto ai volumi di invaso proprio V_{ip} del bacino considerato e di quelli confluenti.

* Metodo dell'invaso semplificato: la maggiore incertezza del modello è dettata dal coefficiente di ritardo ψ , difficile da stimare.

Si nota come, per i tronchi iniziali del sistema, il metodo dell'invaso semplificato individui valori di portata inferiori di quelli ottenuti col metodo della corrivazione, in quanto in essi il tempo di corrivazione è ridotto, comportando intensità di pioggia critica maggiori di quella corrispondente ad una durata di 15 minuti.

Il metodo di invaso lineare invece risulta maggiormente usato per sistemi caratterizzati da ridotte pendenze e/o specifici valori dell'esponente n - molto bassi, inferiori a 0,30 - 0,40 - della curva di probabilità pluviometrica dove il fenomeno dell'invaso è più accentuato rispetto a quello di ruscellamento superficiale.

L'ipotesi di moto sincrono, alla base del metodo della corrivazione e di quello dell'invaso lineare, secondo cui in ciascun tronco del sistema di drenaggio si raggiunge contemporaneamente lo stesso grado di riempimento, risulta:

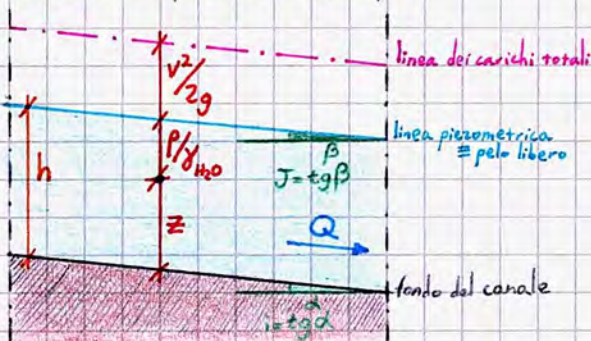
- * Cautelativa nel metodo della corrivazione: a vantaggio di sicurezza comporta l'aumento delle velocità v , cui corrisponde una riduzione dei tempi di percorrenza t_p e quindi dei tempi di corrivazione t_c con conseguente incremento dell'intensità di pioggia critica i_c , ovvero delle portate al colmo di piena Q_p . La significativa sovrastima delle portate al colmo di piena Q_p derivante dall'ipotesi di moto sincrono è parzialmente attenuata dal considerare - per i tratti che presentano confluenze a monte - un tempo di corrivazione $t_c = t_p + \max\{t'_c; t'_r\}$: secondo tale approccio infatti si sovrastimano i tempi di corrivazione t_c del tratto e si considerano di conseguenza delle intensità di pioggia critica i_c inferiori. Tale ultima ipotesi non è cautelativa ma utile a comprendere e compensare l'elevata cautela derivante dall'ipotesi di sincronismo.
- * Non cautelativa nel metodo dell'invaso lineare: a svantaggio di sicurezza essa comporta l'incremento del volume di invaso totale V_{tot} , dunque dei volumi di invaso specifici V , con conseguente decremento del valore del coefficiente idrometrico u e delle portate al colmo di piena Q_p .

Scale di deflusso per specchi di differente geometria

La scala di deflusso definisce il legame tra la portata Q [velocità v] e il tirante idrico h in riferimento ad una corrente a pelo libero fluente in un canale di assegnata pendenza. Questo legame si traduce sostanzialmente nell'applicazione di una formula di resistenza, richiedendo dunque informazioni su geometria e scabrezza del canale.

Nel caso di canali di geometria semplice, il calcolo delle grandezze geometriche incluse nelle formule di resistenza è abbastanza immediato; al crescere della complessità della sezione, le difficoltà legate al calcolo logicamente aumentano; per la particolare struttura delle formule di resistenza - in cui il tirante viene ricercato per tentativi - conviene procedere al tracciamento della scala di deflusso assegnando valori di h per determinare la corrispondente portata Q e la velocità v .

La caratterizzazione delle scale di deflusso avviene seguendo l'ipotesi di moto uniforme, in cui la linea piezometrica coincide esattamente con il pelo libero dell'acqua:



Moto uniforme $\Leftrightarrow \alpha = \beta \Leftrightarrow i = J$

$$H = z + \frac{p}{\gamma_w 0} + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{v^2}{2g}$$

terminio di Bernoulli tirante idrico

La formula di resistenza di riferimento per gran parte delle applicazioni a pelo libero è la formula di Gausler-Strickler (G-S nel seguito), riportata di seguito. Altre formule di interesse sono la Formula di Chézy e la Formula di Manning.

$$Q = K_{GS} \cdot G \cdot R^{\frac{3}{2}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

\downarrow Coefficiente di scabrezza [conduttività idraulica] di G-S [$m^{1/3}/s$]
 \downarrow Pendenza longitudinale del canale [$\frac{m}{m}$]
 \downarrow Raggio idraulico [m]

$$R = \frac{G}{i}$$

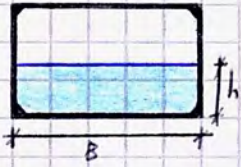
$$K_{GS} = K \cdot R^{-\frac{1}{2}}$$

$$K \begin{cases} \text{Bazin} = \frac{87}{(1 + 8/\sqrt{R})} \\ \text{Kutter} = \frac{100}{(1 + m/\sqrt{R})} \end{cases}$$

\downarrow Coefficiente di scabrezza [conduttività idraulica] di Chézy tramite Bazin e Kutter

\downarrow Coefficiente di scabrezza [conduttività idraulica] di G-S [$m^{1/3}/s$] (I coefficienti sono tabellati.)

Sezione rettangolare



$$\sigma = B \cdot h \quad ; \quad \chi = B + 2h$$

$$R = \frac{\sigma}{\chi} = \frac{B \cdot h}{B + 2h}$$

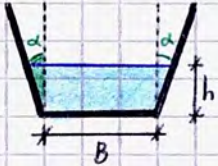
G-S

$$Q = K_{GS} \sigma R^{2/3} i^{1/2}$$

$$v = K_{GS} R^{2/3} i^{1/2}$$

$$\sigma = f(h) \\ \chi = f(h)$$

Sezione trapezia



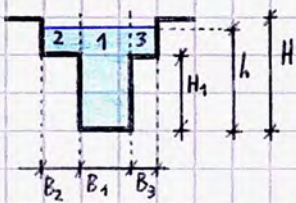
$$\sigma = \frac{[2(B + h \cdot \operatorname{tg} \alpha)]h}{2} = (B + h \operatorname{tg} \alpha) h \quad ; \quad \chi = B + 2 \frac{h}{\cos \alpha}$$

$$R = \frac{\sigma}{\chi} = \frac{(B + h \operatorname{tg} \alpha) h}{B + 2h / \cos \alpha}$$

L'andamento della scala di deflusso è analogo per entrambe le sezioni:



Sezione composta banchinata

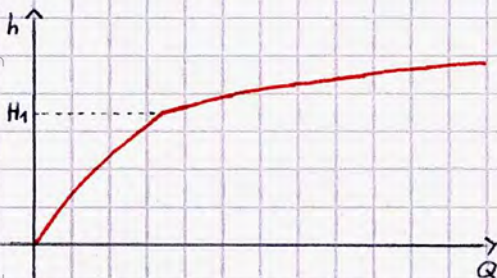


Raggiunto un livello immediatamente maggiore ad H_1 si attivano le banchine, determinando un significativo incremento puntuale di costoro bagnato che determinerebbe una brusca ed ingiustificabile riduzione di portata - dettata dal limite analitico della formula - nel tracciamento della scala di deflusso. Per ovviare a ciò si suddivide la sezione complessa in 3 sottosezioni semplici per poi applicare la sovrapposizione degli effetti: si calcolano le Q_i nelle i sezioni con G-S; $Q_{tot} = \sum Q_i$

$$\sigma_1 = B_1 h; \forall h \quad ; \quad \sigma_2 = \begin{cases} 0 & h \leq H_1 \\ B_2 \cdot (h - H_1) & h > H_1 \end{cases} \quad ; \quad \sigma_3 = \begin{cases} 0 & h \leq H_1 \\ B_3 \cdot (h - H_1) & h > H_1 \end{cases}$$

$$\chi_1 = \begin{cases} B_1 + 2h & h \leq H_1 \\ B_1 + 2H_1 & h > H_1 \end{cases} \quad ; \quad \chi_2 = \begin{cases} 0 & h \leq H_1 \\ B_2 + (h - H_1) & h > H_1 \end{cases} \quad ; \quad \chi_3 = \begin{cases} 0 & h \leq H_1 \\ B_3 + (h - H_1) & h > H_1 \end{cases}$$

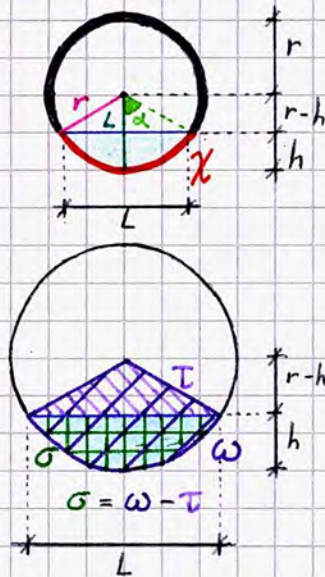
L'andamento della scala di deflusso presenta un'elevata variazione di portata in corrispondenza di un ridotto aumento di tirante allo atto di attivazione delle banchine:



$$R_i = \frac{\sigma_i}{\chi_i} \quad ; \quad Q_{tot} = \sum Q_i$$

$$Q_i = K_{GS,i} \cdot \sigma_i \cdot R_i^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Sezione circolare



$$(r-h) = r \cos \alpha$$

$$\alpha = \arccos\left(\frac{r-h}{r}\right)$$

$$L = 2r \sin \alpha$$

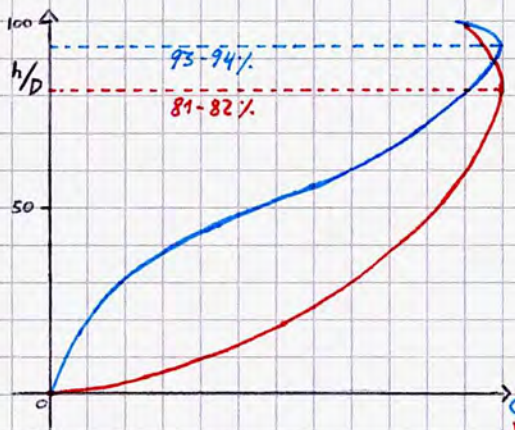
$$\chi = 2r \cdot \alpha$$

$$\sigma = \omega - \tau = \frac{\chi \cdot r}{2} - \frac{2r \sin \alpha \cdot (r-h)}{2} = \frac{2r^2 \alpha}{2} - r^2 \sin \alpha \cos \alpha = r^2 \alpha - r^2 \sin \alpha \cos \alpha \Rightarrow$$

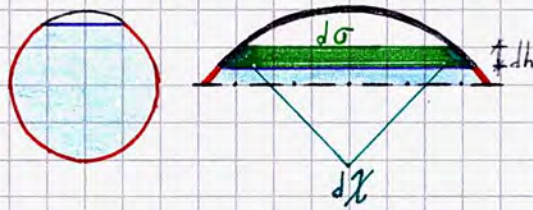
$$\Rightarrow \sigma = r^2 (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha)$$

Nella scala di deflusso si osserva che la portata si riduce per incrementi di tirante successivi al 93-94%; lo stesso fenomeno si verifica per la velocità intorno all'81-82%.

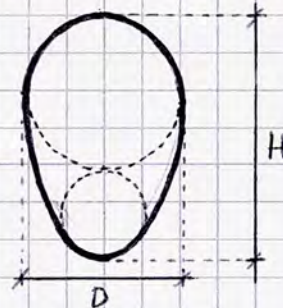
Ciò si verifica perché, raggiunto il valore critico di h/D , ad un incremento infinitesimo di tirante dh corrisponde un limitato incremento di sezione $d\sigma$ a fronte di un incremento di contorno bagnato $d\chi$ molto più elevato. Complessivamente ciò implica un **decremento** del raggio idraulico dR , il che implica una riduzione di portata e velocità.



Questo fenomeno si verifica in tutti gli specchi dotati di calotta superiore, incluse le sezioni ovoidali (vecchio e nuovo inglese, distinti in base a differenti rapporti geometrici nelle singole configurazioni) in cui il grado di riempimento critico per l'attivazione di questo fenomeno è dell'ordine del 95-96% per la portata e del 86-87% per la velocità, considerando come diametro la larghezza dello specchio $\frac{3}{4}$ dell'altezza (larghezza massima). Per la definizione geometrica della sezione, si ha che $H = \frac{3}{2}D$ per lo specchio vecchio inglese (il nuovo inglese ha una geometria più attusata, viene utilizzato in aree particolarmente pianeggianti).



$$d\sigma \ll d\chi \Rightarrow dR < 0 \Rightarrow \frac{dQ}{Q} < 0 \quad \frac{dv}{v} < 0$$

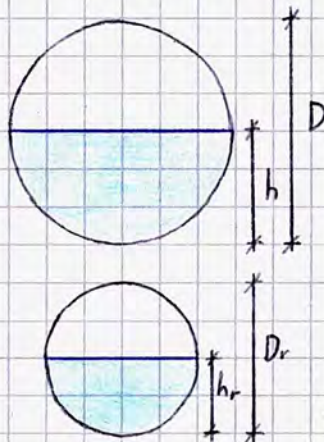


$$D = L \left(h = \frac{3}{4} H \right)$$

Scala di deflusso specifica

Realizzata per ogni geometria, consente di facilitare la procedura di dimensionamento per ogni classe di geometrie purché caratterizzate dallo stesso grado di riempimento (rapporto h/D), con pendenza longitudinale unitaria e scabrezza fissa: tutti i valori caratteristici possono essere correlati ai valori specifici identificati (legati ad una tubazione di dimensioni fissate la cui scala di deflusso è nota, indicata con il pedice r nel seguito).

Utilizzando la formula di Gonneler-Strickler, le scale di deflusso specifiche relative a correnti di moto uniforme possono essere espresse da un unico diagramma per ciascuna geometria della sezione trasversale. Si impone che due canali della stessa geometria trasversale siano simili e caratterizzati dallo stesso grado di riempimento h/D .



$$\frac{h}{D} = \frac{h_r}{D_r} \Rightarrow \frac{\chi}{\chi_r} = \frac{D}{D_r} \cdot \frac{R}{R_r} = \frac{D}{D_r} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_r} = \frac{D^2}{D_r^2}$$

$$\sigma = f(D^2) \Rightarrow \sigma \cdot R^{2/3} = f(D^2 \cdot D^{2/3} = D^{8/3})$$

$$R = f(D) \Rightarrow \frac{v}{v_r} = \frac{K \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}}{K_r \cdot R_r^{2/3} \cdot i_r^{1/2}} \Rightarrow \frac{v}{v_r} = \frac{v_r}{v_r} \cdot \frac{K}{K_r} \left(\frac{D}{D_r} \right)^{2/3}, \text{ in quanto}$$

$$\frac{Q}{Q_r} = \frac{K \cdot G R^{2/3} \cdot i^{1/2}}{K_r \cdot G_r R_r^{2/3} \cdot i_r^{1/2}} \Rightarrow \frac{Q}{Q_r} = \frac{Q_r}{Q_r} \cdot \frac{K}{K_r} \left(\frac{D}{D_r} \right)^{8/3}$$

\downarrow
 $\left(\frac{D}{D_r} \right)^{8/3}$

Applicazione dei modelli di trasformazione afflussi-deflussi in un sistema di drenaggio urbano

Nelle applicazioni di norma i modelli si impiegano come di seguito:

- Corrivazione \rightarrow Dimensionamento;
- Invaso lineare/semplificato \rightarrow Verifica.

Nell'utilizzo della scala di deflusso specifica, si calcola l' h_r per ottenere il corrispondente $Q_r/\sqrt{i_r}$ in maniera tale da poter calcolare nel dimensionamento con il metodo della corrivazione (avendo imposto v_{11}) il diametro teorico dell'iterazione considerata:

$$\frac{Q_{tot,1}}{\sqrt{i_1}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \left(\frac{D_1}{D_r} \right)^{8/3} \Rightarrow D_1 = D_r \left(\frac{Q_{tot,1}}{\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r}} \right)^{3/8}$$

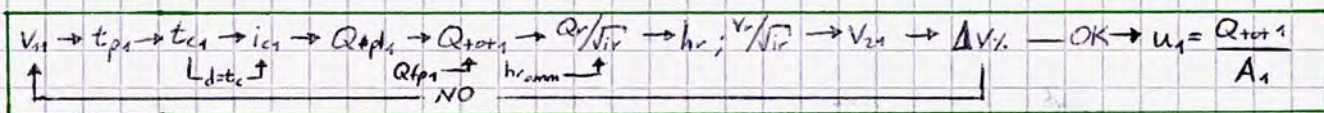
Se la tubazione selezionata è quella specifica sono dello stesso materiale, $K=K_r$.

Da cui si ricava D_{comm} , ottenendo $Q_r/\sqrt{i_r}$ effettivo (ricavato in funzione di D_1 comm dall'equazione precedente) e, attraverso la scala di deflusso, h_r ed $v_r/\sqrt{i_r}$ effettivi da cui è possibile calcolare v_{11} e valutarne lo scarto rispetto alla condizione imposta a monte (dunque l'eventuale necessità di iterazione):

$$v_{11} = \frac{v_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D_1}{D_r} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{i_1}$$

$$\Delta v_{11} = \left| \frac{v_{11} - v_{11}}{v_{11}} \right| \%$$

accettabile se $< 1\%$, altrimenti occorre iterare.



⚠ Il calcolo del tempo di corrivazione varia se sono presenti o meno confluenze a monte del tratto considerato!

Analogamente, in caso di tratti con confluenze il coefficiente idometrico sarà pari al rapporto tra la portata totale nel tratto e la somma delle aree colanti del tratto e delle relative confluenze a monte.

Per uno speco circolare, i valori ammissibili del grado di riempimento sono:

$$\leq 0,50 \quad \text{se } \leq DN600$$

$$\leq 0,70 \quad \text{se } \geq DN600$$

Noti i dati di dimensionamento del sottobacino ($A, L, t_r, t_p, t_c, i_c, Q_p, Q_{tp}, Q_{tot}, D_{comm}, D_i, h_r, v, w$)

è possibile procedere nelle operazioni di verifica applicando uno dei due metodi: di invaso; se la verifica non è soddisfatta occorre aumentare il diametro, in maniera tale da consentire maggiori gradi di riempimento in virtù della minore probabilità di aumento di portata.

Per effettuare una verifica con il metodo dell'invaso lineare occorre fissare un coefficiente idometrico di prima tentativo - tipicamente pari a quello desunto dal dimensionamento - per poi valutare la portata al colmo di piena ($Q_{p1} = w \cdot A_1$), la portata totale ($Q_{tot1} = Q_{p1} + Q_{tp1}$), la portata specifica $Q_r/\sqrt{i_r}$ - noto il diametro - desunta da:

$$\frac{Q_{tot1}}{\sqrt{i_1}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \left(\frac{D_1}{D_r} \right)^{8/3} \Rightarrow \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = \frac{Q_{tot1}}{\frac{K}{K_r} \left(\frac{D_1}{D_r} \right)^{8/3}}$$

Dalla scala di deflusso specifica, nota $Q_r/\sqrt{i_r}$ si ricavano $h_r, v_r/\sqrt{i_r}, G_r$.

Si può calcolare la sezione idrica $G_1 = G_r \left(\frac{D_1}{D_r} \right)^{2/3}$, dunque la velocità ($v_1 = v_r/\sqrt{i_r} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D_1}{D_r} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{i_1}$) e di conseguenza il volume di invaso proprio, da cui si calcola $V_{tot1} = V_{p1} + V_{p1} + V_{cont1}$ e sono quindi noti:

$$V = \frac{V_{tot}}{A_1} \quad \text{volume totale di invaso specifico} \rightarrow u_{z1} = \frac{Q_{tot1}}{A_1} = \frac{2168 \cdot n \cdot (\varphi \cdot K_r \cdot a)^{1/n}}{w_1^{2/n}}$$

Si valuta dunque lo scarto tra u_{z1} ed u_{z1} e si determina l'eventuale necessità di iterare il procedimento, imponendo u_{z1} come coefficiente idometrico di partenza.

⚠ Nel caso siano presenti confluenze a monte: $Q_{pm} = u_{\text{bacino}} \cdot \sum A_i$; $V_{\text{cent}} \neq \emptyset$ (V_{pi} solo area bacino); $V = \frac{V_{tot}}{\sum A_i}$
↳ solo aree immediatamente a monte

Analogamente al dimensionamento, si riportano tutti i dati relativi alla verifica, valida se h_v è accettabile e $0,50 \text{ m/s} \leq v \leq 5 \text{ m/s}$

Con il metodo dell'invaso semplificato, non iterativo, nota l'intensità di pioggia si calcola il coefficiente di ritardo Ψ , considerando la condizione più gravosa nella tabella di riferimento. Noti i coefficienti di ritardo di ogni sottobacino si procede con la verifica nei singoli sottobacini, calcolando la portata pluviale al colmo di piena, la portata totale e dunque la portata specifica Q_r/V_{ir} che consente di ricavare dalla scala di deflusso h_r e v_r/V_{ir} , da cui è possibile calcolare la velocità e il coefficiente idemetrico $u = Q_{tot}/A$.

La verifica risulta soddisfatta se sono garantite le condizioni richieste anche nella verifica col metodo dell'invaso lineare.

Confrontando i risultati dei tre metodi risulta che la portata al colmo di piena nel metodo dell'invaso semplificato è sensibilmente minore: il metodo era infatti adoperato per ottenere risultati speditivi a mano e non è più utilizzato nelle applicazioni progettuali.

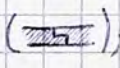
Il metodo dell'invaso lineare invece restituisce portate e velocità leggermente maggiori rispetto al metodo della corrivazione in virtù della prevalenza del meccanismo di invaso rispetto a quello della corrivazione nei primi tratti di una rete fognaria. In realtà, la corrivazione può non essere la condizione più gravosa anche nel caso di terreni prevalentemente pianeggianti o se l'esponente n della curva di probabilità pluviometrica è compreso tra $0,3$ e $0,35$ (invece dell'ordinario $0,45$).

Tubazioni per sistemi di drenaggio

I materiali più utilizzati appartengono a due categorie: lapidei (usati in passato) e plastici (utilizzati oggi). Non si utilizzano tubazioni metalliche a causa dell'alto costo, dell'inefficienza della resistenza ad alte pressioni e della bassa resistenza alla probabile azione corrosiva dei reflui.

Tubazioni in conglomerato cementizio armato ordinario

Il calcestruzzo può essere centrifugato (in cassaforma cilindrica ad asse orizzontale rotante in cui sono inserite le armature) o vibrato (gettato in forme cilindriche verticali dotate delle armature longitudinali e trasversali, vibrato per aumentare la compattezza). Presenta le seguenti caratteristiche:

- Ridotta lunghezza delle carni (3-6 m);
- Diametri da D5000 a D35000;
- Fragilità meccanica, resistenza ad abrasione o aggressione chimica;
- Giunzioni a banchiere, a manicotto o a mezzo spessore ();
- Pezzi speciali in acciaio o in ghisa.
- È possibile realizzare lo speco ovoidale, particolarmente diffuso nella configurazione vecchio inglese;
- ↓
- Manca un'opportuna normativa di standardizzazione della produzione;
- ↓
- Incerta tenuta idraulica del giunto;
- ↓
- Per piccole portate la velocità è maggiore di quella corrispondente in uno speco circolare;
- ↓
- Il fondo può essere rivestito in grès ceramico (migliori proprietà rispetto ad attacchi chimici, abrasione, resistenza al moto).

Tubazioni in polivinilcloruro - PVC

Materiale autoestinguento (descritto più nel dettaglio a p. 61), presenta caratteristiche variabili in base al colore:

- **Avario:** De 32-600, non adatti a liquidi caldi a causa dello spessore sottile, meno resistenti a sollecitazioni meccaniche e vibrazioni, poco elastici e molto fragili, molto economici, presentano giunzioni a bicchiere con collanti per garantire una tenuta migliore, presenta pezzi speciali nello stesso materiale. Utilizzato perlopiù per le pluviali.
- **Grigio:** De 50-500, non adatti a liquidi caldi, spessore maggiore rispetto all'avorio, poco elastici e fragili;
- **Arancione:** De 40-200, adatti a liquidi caldi (acqua bollente), spessore maggiore, scarso elasticità, giunzioni e raccordi come per il colore avario;
- **Rosso mattone:** De 110-630, simili agli arancioni ma più elastici, presentano maggior resistenza chimica (da verificare nelle schede tecniche dei fabbricanti);
- **Azzurro:** De 25-500, spessore maggiore rispetto alle altre colorazioni, adatto a sistemi in pressione fino a PN16, comportamento più elastico.

Le giunzioni sono a bicchiere o a manicotto, con conne di lunghezza 6-12m ed un modulo $E = 36 \text{ Pa}$.

Tubazioni in polietilene ad alta densità - PEad

Anch'esso descritto nel dettaglio a pagina 61, presentano striature di colore differente in base alla destinazione d'uso:

- **Blu:** usi acquedottistici
- **Arancione:** allaccio al gasdotto;
- **Verde:** scarichi civili
- **Rosso:** scarichi industriali.

Anche se simili alle tubazioni in PVC, il PEad è raramente utilizzato nelle reti fognarie a causa del suo comportamento viscoelastico, che implica un aumento progressivo delle deformazioni permanenti sotto carico; la resistenza chimica del materiale inoltre dipende dallo stato di sollecitazione, diminuendo in caso di elevati allungamenti (stress corrosioni).

Tubazioni in poliestere rinforzato con fibra di vetro - PRFV

Materiale composito di fibre di vetro in matrice di resine, descritto a p. 62.

Tubazioni in gres ceramico

Descritte a p. 59, presentano una vasta gamma di pezzi speciali inclusi pozzetti prefabbricati.

Tubazioni in polipropilene - PP

Evoluzione del polietilene - combinato al propano deidrogenato - è più resistente e rigido del polietilene, fonde a temperature maggiori. Possiede elevate resistenze ad agenti chimici e gradienti termici ($+5^\circ\text{C} - +90^\circ\text{C}$) a scapito di minori resistenze a trazione, flessione, compressione, abrasione e agli urti rispetto al polietilene. Viene prodotto in conne di lunghezza 5m, con giunzioni a bicchiere con guarnizione elastomerica.

Tubazioni in composito polimeri e cemento - CPC

Evoluzione del cemento-amiante; descritto a p. 60. Sono caratterizzate da:

- Elevata compattezza e durezza;
- Discreta resistenza agli ordinari agenti aggressivi;
- Bassa resistenza agli urti;
- Superficie interna liscia e poco porosa grazie alla tecnologia di realizzazione.

Tubazioni plastiche a parete strutturata

Descritte a p. 62, presentano indubbi vantaggi nelle applicazioni fognarie in virtù dell'incremento di rigidità anulare pur conservando elevata leggerezza e ottime caratteristiche di resistenza a corrosione, economia, basse resistenze al moto (tubazioni idraulicamente lisce).

In questo modo è possibile posare tubazioni dal DN 1000 al DN 3000 e oltre ($DN \approx D$).

Il difetto in tubazioni ovalizzate è, particolarmente gravoso nel caso in cui nello spazio vengono convogliate portate basse (nere); logicamente il fenomeno provoca anche problemi nelle giunzioni!

Tecniche di scavo no-dig

La posa in opera delle tubazioni viene tradizionalmente eseguita per escavazione; in ambiente urbano però sorge il problema di eventuali interferenze con altre infrastrutture o col traffico veicolare, il che ha implicato lo sviluppo di tecniche trenchless o no-dig che non richiedano alcuno scavo - salvo eventuali interventi ridotti e puntuali - diversificate in base al materiale della tubazione ed alle caratteristiche del terreno.

Nate per la posa in attraversamenti ferroviari e fluviali, mitigano gli impatti dovuti alla posa di sottoservizi nelle aree urbane; le tecnologie no-dig più adatte all'installazione di grandi collettori fognari sono quelle per spinta, che permettono di posare tubazioni costruite con materiali rigidi come il CLS, o il gres o il PRFV, con uno spettro dimensionale tra i 250 e i 3000 mm e con precisioni tali da poter garantire pendenze nell'ordine del 2-5‰.

Pipe jacking

Tecnologia particolarmente diffusa per la sua compatibilità con materiali lapidei e metallici, prevede lo scavo di una camera di spinta e di un pozzetto di ricevimento in CLS, con una parete fortemente armata nella prima camera che accoglie dei martinetti idraulici che spingono i conici della tubazione nel terreno.

La testa della tubazione può presentare un elemento fresante, uno scudo in acciaio o un braccio escavatore (a seconda delle caratteristiche del terreno) per facilitare le operazioni di posa in opera: il materiale scavato viene poi prelevato e portato alla testa dello scavo in maniera tale da consentire lo smaltimento in superficie (come per la realizzazione di gallerie).

Esistono più tipologie di scudi di testa, distinte in base alle condizioni di esercizio:

- Scudi a fronte aperto: l'escavazione avviene manualmente;
- Back-actor shield: l'escavazione avviene con un braccio meccanizzato;
- Boom cutter: braccio telescopico con fresa rotante, per terreni più consistenti (con formazioni rocciose);
- Bracci rotanti e ruote dentate: come sopra;
- Full face tunnel boring machines: frese rotanti a fronte chiuso, utilizzate nel caso in cui si operi sotto battente in una falda per contrastare le pressioni dell'acqua di falda; se esiste il rischio di turbamento idraulico e l'attivazione di fenomeni di subsidenza, per controbilanciare la pressione esercitata sul fronte di scavo si utilizzano scudi ad aria compressa o sistemi EPB.

(EPB = earth pressure balance)

Per l'allontanamento dello smarino (terreno asportato) si impiegano tecnologie manuali (con vagoni su rotaie anti-deragliamento) o meccanizzate (con nastri trasportatori); nel caso di scudi a fronte chiuso si impiegano due principali sistemi a circuito idraulico:

- Auger system: il materiale viene allontanato dal fronte e portato alla camera di spinta con una vite di Archimede/Coclea/Auger rotante, a sezione piena o eccentrica.
- Slurry system: sistema di trasporto della miscela tra materiale di scavo e liquido di ricircolo e raffreddamento utilizzato per le operazioni di ~~raffreddamento~~ scavo, generalmente impiegato per scavi sotto falda.

Pipe ramming

Simile al pipe jacking ma per piccole lunghezze - prevalentemente usato per attraversamenti stradali e ferroviari - prevede l'impiego di battipali idraulici o pneumatici tramite un percussore detto rammer che infigge le tubazioni in nel terreno senza un avanzamento controllato della traiettoria di scavo; è evidente la necessità di impiegare materiali di elevata rigidità, come l'acciaio. Altra limitazione riguarda i terreni attraversabili, necessariamente di natura coesiva o granulare (granulometria fine).

Impact moling

È una tecnica di installazione con siluro barstente, in cui la tubazione in materiale plastico viene posata in un foro realizzato con utensili percussivi detti mole (talpe), alimentati in genere pneumaticamente, che vengono alimentati e fatti avanzare senza controllo di traiettoria. È una tecnica semplice ed economica utile per realizzare attraversamenti di limitata estensione in terreni omogenei (infittaggio con aria compressa).

Tecniche no-dig per la riabilitazione delle tubazioni

Per riabilitazione si intende il complesso di tecnologie e tecniche esecutive finalizzate al recupero funzionale di tubazioni danneggiate o che nel tempo abbiano subito successivi fenomeni di usura; possono essere applicati sia per acquedotto che per fognatura. Gli interventi si classificano in due categorie:

- Re-lining: si inserisce all'interno della tubazione esistente (host pipe) una nuova tubazione (close-fit/slip lining);
- Inserimento di un nuovo rivestimento all'interno della tubazione (Cured in place pipe - CIPP).

Close-fit lining

U-Liner

Una tubazione in PE ad deformata ad U con procedimento a caldo - in maniera tale da garantire l'avvolgimento in bobine - viene inserita nella condotta da rinnovare per poi ripristinarne la forma circolare con un processo ad alta pressione e temperatura (vapore acqueo a 150°C) per consentire che il tube in PE ad rivesta la parete interna della tubazione ospite, aderendo ad essa. Pur avendo una leggera riduzione della sezione utile, la ridotta resistenza al moto delle tubazioni plastiche compensa la variazione, comportando condizioni di esercizio inalterate.

Le tubazioni, prodotte in rulli da 150-200 m e per DN 100-300, presentano una riduzione del diametro all'atto della posa del 55%.

Roll-down

Utilizzato per condotte di diametro fino a 5000 mm, impiega dei rulli che riducono temporaneamente il diametro di una tubazione in PE ad (laminazione), che viene inserita nella tubazione ospite per trazione (argano) o spinta (macchina spingi-tubo). Con l'azione della pressione idraulica la tubazione in polietilene torna al suo diametro iniziale grazie alla memoria elastica del materiale.

Slip-lining

Si inserisce nella tubazione ospite un nuovo tubo in PE ed di diametro minore, l'intercapedine viene riempita con opportune malte (cementizie o a base di resine epossidiche). Principale svantaggio è la riduzione della sezione utile della condotta. Per sezioni maggiori, il tubo inserito presenta degli anelli (anelli esterni per consentire un inserimento centrale); occorre studiare le nuove perdite di carico nel sistema.

Cured in place pipe (CIPP) o cured in place lining (CIPL)

Si inserisce una calza o guaina in materiale plastico o tessile (o composito plastico-tessile) di dimensioni e lunghezza idonee al rivestimento interno del tratto da rinnovare. La guaina, impregnata di resine termoindurenti, viene fatta espandere con acqua calda o vapore per rivestire il tubo e far successivamente polimerizzare le resine: il liner diventa così parte del tubo ospite, ripristinando le caratteristiche strutturali ed idrauliche; la guaina viene poi sezionata in occasione delle giunzioni con pozzetti di ispezione e coi terminali (le immissioni laterali non convogliate con pozzetto accessibile richiedono l'utilizzo di una fresa robotizzata).

Tecnologie trenchless per la sostituzione di tubazioni interrato

Con tecniche no-dig è anche possibile posare tubazioni di diametro maggiore fino al 50% rispetto alle tubazioni da sostituire, con un utensile di testa che generalmente frantuma la tubazione preesistente. Si distinguono due tecniche fondamentali:

Pipe bursting

Utilizzata per tubazioni con comportamento fragile, si distrugge il vecchio tubo per frantumazione posando il nuovo contestualmente tramite una testa distruttiva. La nuova tubazione, generalmente in PE ed o PVC (raramente acciaio) è di diametro tra il 30 e il 50% superiore.

Pipe splitting

Impiegata per tubazioni a comportamento duttile, segue il medesimo principio ma con un'ogiva in acciaio con lame di taglio (splitter), trainata da aste azionate idraulicamente che consentono il contestuale avanzamento della tubazione. Con tale tecnica si ottengono incrementi di diametro fino al 50%.

Indagini conoscitive non invasive per la ricerca e mappatura dei servizi esistenti

A monte di ogni realizzazione no-dig o tradizionale occorre condurre un'accurata campagna conoscitiva sulle possibili interferenze con i servizi già esistenti e sullo stato della canalizzazione eventualmente da riabilitare; è dunque necessario ricorrere ad indagini di localizzazione e mappatura dei servizi esistenti che, congiuntamente a indagini geologico-tecniche, permettono di effettuare la scelta della tecnologia più adatta al tipo di intervento necessario.

A seconda che si voglia valutare lo stato di una tubazione esistente (come nel caso di interventi di riabilitazione) o che si voglia determinare la reale posizione delle reti dei diversi sottoservizi presenti in ambito urbano, è possibile ricorrere a diverse tecniche che ricorrono all'utilizzo di diversi dispositivi, tra cui:

- Robot;
- Georadar;
- Cercatubi.

Robot

Esplorando le condotte con robot dotati di telecamere è possibile ispezionare la superficie interna delle tubazioni valutandone lo stato di conservazione; tale tecnica è impiegata prevalentemente per analizzare lo stato delle condotte e progettare il loro risanamento in quanto permette di valutarne le dimensioni reali, di individuare la presenza di fratture, intrusioni o infiltrazioni, o di eventuali allacci abusivi.

Oltre a telecamera e sistema di illuminazione, i robot presentano sistemi per il rilievo di dimensioni e pendenze; sono generalmente impiegati per tubazioni di diametro superiore ai 300 mm - pur esistendo dispositivi in grado di agire in condotte di minor diametro. I robot consentono anche di attuare operazioni di pulizia, rimozione di depositi e incrostazioni, riparazione localizzata di danni, sigillatura di giunti con opportune resine.

Georadar

Consentono di rilevare la presenza e la posizione di oggetti nel sottosuolo per diversi metri di profondità; il principio di funzionamento è basato sulla riflessione di onde elettromagnetiche a particolari frequenze.

Il sistema presenta un'unità di controllo e acquisizione dati oltre ad una o più antenne che acquisiscono dati consentendo la redazione di grafici 2D e 3D.

Il suo impiego è condizionato dalle caratteristiche del terreno (l'acqua attenua la capacità di penetrazione dell'onda) e dal tipo di oggetti presenti nel sottosuolo (ad esempio maglie metalliche).

Cercatubi

Dispositivi utilizzati per individuare linee elettriche e tubazioni metalliche interrato; possono essere anche utilizzati per la ricerca di perdite nelle condotte d'acqua e nelle reti del gas (principio di funzionamento analogo al georadar ma di minore ingombro).

Criteri di scelta della tecnica di scavo

I fattori da prendere in esame per valutare la convenienza tra le tradizionali tecniche di scavo a cielo aperto e quelle no-dig sono diversi, tra cui:

- Caratteristiche meccaniche e tipologia dei terreni;
- Costi e disponibilità di manodopera specializzata;
- Livelli di falda;
- Caratteristiche dell'area in cui effettuare la posa;
- Profondità di posa (a maggiori profondità diventa significativa la convenienza di tecniche no-dig).

In situazioni come attraversamenti stradali, centri storici, fiancheggiamenti di strade urbane, riabilitazione senza asportazione delle vecchie canalizzazioni convergono particolarmente le tecniche no-dig.

Opere d'arte minori nei sistemi di drenaggio urbano

Per garantire un buon funzionamento di un sistema di drenaggio urbano è necessario prevedere lungo il tracciato ed in punti singolari il posizionamento di particolari opere d'arte e manufatti come:

- Pozzetti di ispezione;
- Impianti di sollevamento fognario;
- Pozzetti di confluenza e di cambio speco;
- Scurisatori di piena;
- Pozzetti di salto;
- Vasche di prima pioggia;
- Pozzetti di lavaggio;
- Vasche di laminazione [volano];
- Caditoie e allacci;

Si distingue tra due categorie di opere d'arte:

- Particolari: stazioni di sollevamento, scalmatori...
- Ricorrenti: caditoie, pozzetti ispezione, confluenza e deviazione, salto, per sifoni di cacciata...; oggi sono quasi esclusivamente prefabbricati, perlopiù in GRS (sono però disponibili anche in PE ad e gres sul mercato), per consentire una riduzione dei costi e dei tempi di posa in opera.

Pozzetti di ispezione

Consentono l'accesso in fognatura dal piano campagna per operazioni di manutenzione e pulizia degli specchi; consentono inoltre la realizzazione di curve e confluenze. Si distinguono due tipologie di fognature, in base alle quali variano le distanze relative tra pozzetti:

Fogne non praticabili

Altezza interna $< 1,05\text{m}$
Distanza relativa massima di 25m
in virtù della pulizia con aste giuntabili sospinte nella canalizzazione o con robot teleguidati.

Pozzetti di ispezione in linea

Generalmente realizzati in CLS - in opera o prefabbricato - presenta sul fondo un mezzo tubo in corrispondenza del canale per facilitarne l'ispezione; le dimensioni del manufatto sono tali da permettere l'agevole introduzione e movimentazione degli strumenti per la pulizia.

Di norma, il materiale del pozzetto può essere lo stesso di quello della tubazione (CLS, PEad, PP, PVC); a prescindere dal materiale esistono comunque pozzetti modulari, costituiti dalla sovrapposizione di più anelli.

Pozzetti di ispezione in curva

Necessari in occasione di una deviazione angolare tale da non consentire di traghettare due pozzetti di ispezione adiacenti (a monte e valle della curva); presenta le medesime caratteristiche del pozzetto in linea.

Pozzetti di confluenza e pozzetti di cambio speco

La variazione di sezione dello speco e la confluenza tra più tronchi di una canalizzazione fognaria deve essere sempre realizzata in modo da evitare il rigurgito della corrente dai tratti di valle a quelli di monte, in maniera tale da far valere l'ipotesi di moto autonomo dei tronchi di concavazione e di invaso lineare; per farlo si attua l'allineamento dei cieli fognari (ovvero delle generatrici superiori degli specchi): il rigurgito in questo modo può verificarsi unicamente in condizioni emergenziali di totale saturazione dell'impianto.

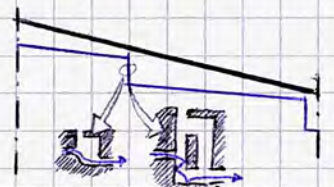
Nel caso di pozzetti di confluenza, i tratti devono giungere al pozzetto il più possibile paralleli per limitare rigurgiti e decrementi di deflusso (si evitano angoli maggiori di $50-60^\circ$)

Come per i pozzetti di ispezione, esistono pozzetti di ispezione di confluenza e di cambio speco modulari, prefabbricati ed in vari materiali (CLS, eventualmente con fondo sagomato in PRFV; PEad; PP...) tra cui si segnalano i pozzetti di ispezione autocompattanti con adattamento al bicchiere in cui si inserisce la tubazione durante il getto come cassero in maniera tale da realizzare nella confluenza l'alloggiamento per il bicchiere.

Pozzetti di salto

Utilizzati solo nel caso di orografie molto acclivi per limitare le velocità entro i parametri di norma, riducendo la pendenza dei tratti e dissipando l'energia cinetica dell'acqua. Detti pozzetti devono essere ispezionabili e dotati di pareti in materiali sufficientemente resilienti e durevoli.

Il salto può essere realizzato con uno scivolo di raccordo o con un setto a seconda della dissipazione richiesta (pari alla differenza tra il dislivello che si supererebbe realizzando il collettore con pendenza di fondo pari a quella del terreno e quello superato adoperando la massima pendenza compatibile coi limiti di velocità in fognatura.



Fogne praticabili

Altezza interna $> 1,05\text{m}$ Altezza interna $> 2,00\text{m}$
Distanza massima 50m Distanza massima 100m
L'operatore è in grado di entrare nella tubazione - anche se a carponi - per ispezionare e verificare personalmente le condizioni di esercizio dell'opera.

L'altezza limite di $1,05\text{m}$ è definita sulla base della dimensione minima dello speco vecchio inglese: per un $D=700\text{mm}$ si ha un $D/2$ di 350mm e un'altezza complessiva di 1050mm ; in realtà si considerano effettivamente praticabili fogne con altezza maggiore di $1,20-1,30\text{m}$.

I chiusini dei pozzetti sono normati sia per il materiale utilizzato che per la loro forma, e presentano una precisa marcatura che ne indica tutte le intersezioni rilevanti incluso la classe di resistenza (differente in base alla destinazione d'uso).

I tratti a valle devono avere sezione almeno pari al più grande dei tratti a monte, garantendo SEMPRE un minimo salto di fondo.

È sempre possibile realizzare il dislivello totale con un numero variabile di salti di fondo (pochi di grande altezza o viceversa); realizzare pochi salti però implica la necessità di disporre tratti di fognatura a pendenza maggiore (con un minor numero di pozzetti); di norma si realizzano pozzetti di salto con dislivello pari ad almeno 1,5-2 volte l'altezza del moto uniforme, tendendo a non superare i 5-6m di salto.

Verifica alle velocità minime

Come è noto, la velocità della corrente nelle canalizzazioni fognarie deve essere tale da evitare la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili, con un limite normativo di 0,50 m/s per le portate nere medie (Circolare 11633/1974 ministero LL.PP.) derogabile dal progettista se le velocità concesse alle portate nere di punta possono assicurare la rimozione del materiale sedimentato, in particolare se superiori a:

- 0,50 - 0,60 m/s nelle fognature nere;
- 0,60 - 0,70 m/s nelle fognature miste.

Mentre la verifica delle velocità massime in rete si effettua considerando la portata fecale di punta, la verifica alle velocità minime si effettua in condizioni di esaurito, ovvero in assenza di eventi meteorici, con il transito della sola portata fecale (di 2 ordini di grandezza minore rispetto alla portata pluviale).

Si ipotizza che nello speco transiti la portata fecale media Q_{fm} , valutando la velocità corrispondente v_{fm} :

$$\frac{Q_{fm}}{\sqrt{i}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \left(\frac{D}{D_r} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = \frac{Q_{fm}/\sqrt{i}}{\frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D}{D_r} \right)^{\frac{2}{3}}} \xrightarrow{\text{Scala di Deflusso Specifica}} \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \Rightarrow v_{fm} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \left(\frac{D}{D_r} \right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

Se $v_{fm} \geq 0,50$ m/s, la verifica si ritiene soddisfatta. Altrimenti, si effettua la medesima verifica considerando la portata fecale di punta Q_{fp} al posto di Q_{fm} , ritenendo che si determinino velocità in grado di allontanare il materiale putrescibile sedimentato almeno una volta al giorno (quando nello speco defluisce la portata fecale di punta).

Nei casi in cui non è possibile assicurare il rispetto dei limiti di velocità necessari per garantire l'autolavaggio della canalizzazione fognaria (scarse pendenze, tubazioni esuberanti rispetto alle portate) si ricorre all'installazione di pozzetti di lavaggio [di cacciata].

Pozzetto di lavaggio/cacciata

È costituito da una vasca che si riempie lentamente per effetto di un rubinetto tarato collegato all'acquedotto; la vasca presenta poi un sistema di cacciata che scarica bruscamente il volume raggiunto nella vasca (garantendo dunque il medesimo volume ad ogni rilascio) con una portata di diversi litri al secondo; l'onda di portata che si produce nella fogna è sufficiente al trasporto del materiale sedimentato ($v > 0,60$ m/s).

Le cacciate giornaliere non dovrebbero essere minori di 2 (meglio se 3 o 4).

Esistono due principali tipologie di dispositivo di cacciata:

• Sifone: a sua volta si distingue tra:

• Sifone Contarino: campana metallica internamente aperta inserita nella vasca di riempimento; in occasione della rottura dell'equilibrio aria-acqua si attiva il richiamo del sifone che caccia l'acqua nella seconda vasca da cui si immette nella rete.

• Sifone Milano: Realizzato con uno stioratore o una cassetta a bilico, prevede un'immissione diretta in tubazione.

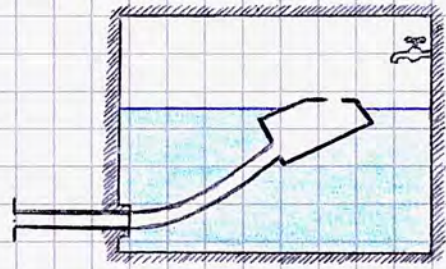


- Tubo flessibile: il pozzetto è costituito da una vaschetta galleggiante (con geometria brevettata) collegata ad un tubo flessibile che immette l'acqua del pozzetto di accumulo nel condotto di scarico con una sequenza continua e regolabile.
L'alimentazione del pozzetto di cacciata con acqua proveniente da fonti esterne solleva la vaschetta galleggiante che, raggiunta la quota massima di galleggiamento, si riempie d'acqua ricadendo sul fondo. Il tubo flessibile svuota il pozzetto ripristinando la situazione di galleggiamento della vaschetta, dando inizio al ciclo successivo.

Dimensionamento del pozzetto di lavaggio

L'operazione di dimensionamento si attua a partire dalle seguenti ipotesi:

- la portata Q_0 scaricata dal pozzetto di lavaggio resta costante lungo tutto il tempo di cacciata T (il che implica che anche la velocità resta costante!);
- La variazione di portata dal valore iniziale a Q_0 genera un fronte d'onda positivo che si propaga con velocità costante pari a V_0 ;
- La variazione di portata da Q_0 al valore finale - dovuta al completo svuotamento del pozzetto - genera un fronte d'onda negativo che si propaga con velocità costante e pari a $V_0 + \sqrt{g \cdot hm}$, maggiore della velocità di propagazione del fronte d'onda positivo;
- L'azione di lavante della portata Q_0 si esaurisce quando il fronte d'onda negativo raggiunge quello positivo, laminandolo;

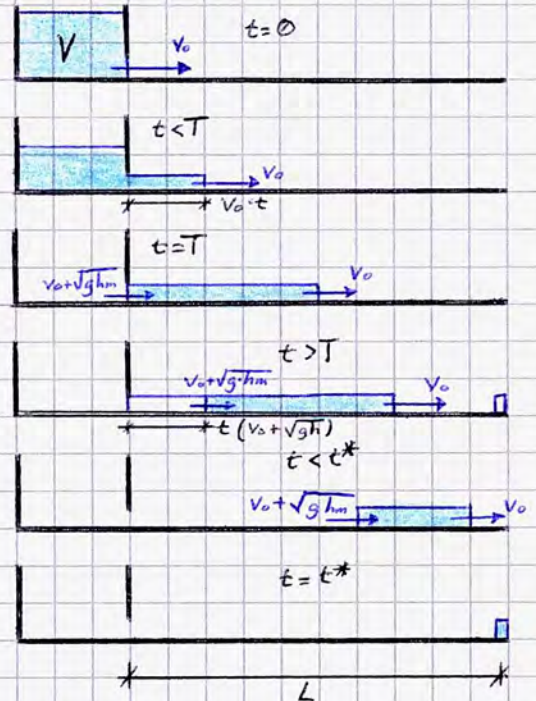


$$s = V_0 \cdot t \quad \text{fronte d'onda positivo}$$

$$s = (V_0 + \sqrt{g \cdot hm})(t - T) \quad \text{fronte d'onda negativo}$$

Con $hm = \frac{Q}{L}$ si è definito il risante idrico medio di moto uniforme corrispondente al deflusso della portata Q_0 .

In altre parole, a $t_0 = 0$ la vasca raggiunge il volume di cacciata, che viene rilasciato con la generazione di un fronte d'onda positivo di velocità V_0 , percorrendo uno spazio pari a $V_0 \cdot t$. All'istante $t = T$, raggiunto il tempo di cacciata, essendosi esaurito il volume nella vasca si genera un fronte d'onda negativo con celerità di propagazione pari a $V_0 + \sqrt{g \cdot hm}$; bisogna quindi definire la sezione in cui il fronte d'onda negativo raggiunge il fronte d'onda positivo, laminando la testa del volume.

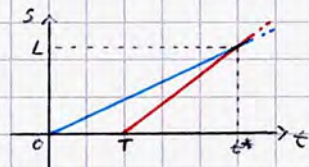


$$\begin{cases} s = V_0 \cdot t \\ s = (V_0 + \sqrt{g \cdot hm})(t - T) \end{cases}$$

⇓

$$V_0 \cdot t^* = (V_0 + \sqrt{g \cdot hm})(t^* - T) \Rightarrow t^* = T \frac{V_0 + \sqrt{g \cdot hm}}{\sqrt{g \cdot hm}}$$

si ricava l'istante t^* di intersezione del fronte d'onda positivo e quello negativo propagato da cui si calcola l'effettiva sezione di intersezione:



Lo spazio percorso dalle due onde nel tempo t^* appena calcolato è pari proprio alla lunghezza L del tronco di fognatura lavate dalla cacciata:

$$L = V_0 \cdot t^* = V_0 T \frac{V_0 + \sqrt{g \cdot hm}}{\sqrt{g \cdot hm}}$$

Avendo ipotizzato la portata Q_0 scaricata dal pozzetto di lavaggio costante durante tutto il tempo di caduta $T = \sqrt{V/Q_0}$

$$L = v_0 \cdot t = v_0 \cdot T = v_0 \cdot \frac{V}{Q_0} = v_0 \frac{V}{Q_0} \frac{v_0 + \sqrt{g \cdot h_m}}{\sqrt{g \cdot h_m}}$$

Si ottiene dunque un legame diretto tra il volume contenuto nella vasca e la lunghezza del tratto da lavare.

$$V = \frac{L \cdot Q_0 \cdot \sqrt{g \cdot h_m}}{v_0 (v_0 + \sqrt{g \cdot h_m})}$$

È possibile proseguire nelle operazioni di dimensionamento attraverso uno dei seguenti approcci:

① Assegnato il tratto da lavare L , si determina il volume V di acqua di cascata necessario affinché ciò avvenga.

Nota la velocità di autolavaggio v_0 ($0,60 \text{ m/s}$) si calcola la v_r in maniera tale da poter utilizzare la scala di deflusso specifica:

$$\frac{v_0}{v_r} = \frac{\sqrt{i}}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D}{D_r}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Scala di Deflusso Specifica

Da cui è possibile calcolare Q_0 , σ ed L (quindi h_m):

$$Q_0 = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left(\frac{D}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{i};$$

$$\sigma = \sigma_r \left(\frac{D}{D_r}\right)^2; \quad L = L_r \frac{D}{D_r} \Rightarrow h_m = \frac{\sigma}{L}$$

Ed è dunque possibile determinare V :

$$V = \frac{L \cdot Q_0 \cdot \sqrt{g \cdot h_m}}{v_0 (v_0 + \sqrt{g \cdot h_m})}$$

Di norma, L è il dato fissato nel caso di pozzetti gettati in opera: i pozzetti prefabbricati hanno un volume fissato! Un dimensionamento è efficace se L è almeno pari alla lunghezza del tratto richiesto.

Oltre ai casi di necessità, i pozzetti di lavaggio sono di norma installati nella sezione iniziale (in testa) della tubazione in cui non è rispettata la velocità minima: ciò perché con i vari allacci fognari e le caditoie la portata — dunque la velocità — aumenta verso valle, dunque le sezioni più problematiche sono quelle iniziali.

È buona pratica prevedere un pozzetto di lavaggio in ogni capo fogna. Estremità a monte di ciascun tronco del sistema.

Verifica allo stato critico

Come ormai noto, i metodi di trasformazione afflussi-deflussi considerati si basano sull'ipotesi di moto uniforme; occorre dunque verificare che anche se la corrente è in condizioni di stato critico (condizione idraulica che può determinare gradi di riempimento anche molto maggiori di quelli di dimensionamento) il grado di riempimento h_{cr} sia tale da non comportare la pressurizzazione dello speco.

In particolare, la verifica risulta soddisfatta se $h_{cr} \leq 80-85\%$ nella condizione di minimo contributo energetico per una portata fissata [la massima portata per un dato valore di energia specifica].

Nello specifico, tale verifica assume un'importanza significativa in presenza di alvei a forte pendenza in cui il tirante di stato critico h_c è maggiore del tirante di moto uniforme h_u (corrente in moto uniforme veloce). In tal caso, dimensionare in ipotesi di moto uniforme non assicura il soddisfacimento del grado di riempimento ammissibile anche quando la corrente si attesta allo stato critico.

Per ciascun tronco si impone dunque che la portata di progetto Q_{tot} sia in condizioni di stato critico Q_{cr} :

$$Q_{tot} = Q_{cr} \left(\frac{D}{D_r}\right)^{5/2} \Rightarrow Q_{cr} = \frac{Q_{tot}}{\left(\frac{D}{D_r}\right)^{5/2}} \xrightarrow{\text{Scala di Deflusso Specifica}} h_{cr}$$

Se $h_{cr} > 85\%$ è NECESSARIO prevedere uno speco maggiore per evitare la pressurizzazione dell'acqua!

② Fissato il volume d'acqua di cascata V si calcola la lunghezza L del tratto che questo è in grado di lavare.

Nota la velocità di autolavaggio v_0 ($0,60 \text{ m/s}$) si calcola v_r in maniera tale da poter usare la scala di deflusso specifica come nel caso precedente:

$$\frac{v_0}{v_r} \Rightarrow \sigma_r, L_r, \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$$

Da cui è possibile calcolare Q_0 , σ ed L (dunque h_m) come nel caso precedente.

Noti questi dati è possibile determinare il valore di L :

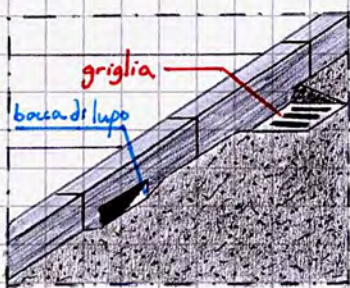
$$L = v_0 \frac{V}{Q_0} \frac{(v_0 + \sqrt{g \cdot h_m})}{\sqrt{g \cdot h_m}}$$


$0,5 - 1,0 - 1,5 \text{ m}^3$

Caditoie e allacci

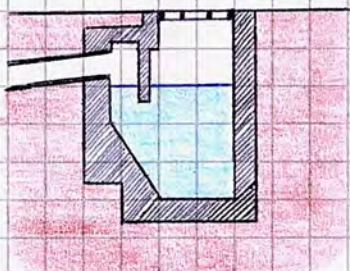
Attraverso le caditoie e gli allacci, le acque meteoriche e quelle di lavaggio delle strade (nella stagione estiva) vengono raccolte e coltettate nella rete di fognatura. Si effettua una distinzione tra:

- Caditoie a griglia: installate nella rete stradale in corrispondenza della cunetta formata dal cordolo del marciapiede, ha un funzionamento a battente;
- Caditoie a bocca di lupo: si realizzano al di sotto del marciapiede con la bocca di presa realizzata in corrispondenza del gradino, ha un funzionamento a stramazzo.



Le due caditoie possono essere eventualmente combinate (esiste anche la caditoia a fessura, costituita da una tubazione sagomata ad omega che determina una fenditura continua a margine del piano stradale ).

Per tutti i tipi è opportuno prevedere un pozzetto di sedimentazione delle materie solide; è opportuno dunque che il collegamento con i fognoli di raccordo alla rete fognaria sia sifonato. Le caditoie devono avere distanza reciproca di 20-25m, in quanto ciascuna serve un'area di 250-300 m².



L'allaccio delle utenze al sistema di drenaggio, generalmente disciplinato da regolamenti comunali, avviene tramite opportuni pozzetti di allaccio aventi tipologia e caratteristiche variabili in funzione del tipo di allaccio (per acque nere, bianche o per l'allaccio a fognatura mista). Di norma, un collettore di acque bianche presenta allacci diretti di utenze (ad esempio discendenti pluriali) e caditoie; quello di acque nere prevede un pozzetto di ispezione (di allaccio privato alla fogna) con sistema sifonato tra scarico domestico e condotta di immissione, con una opportuna condotta di ventilazione. In questo modo si evita il rigurgito e la risalita di cattivi odori.

Impianti di sollevamento fognario

In alcuni casi, il deflusso a gravità nell'interno della fognatura può non essere realizzabile - ad esempio in caso di condizioni topografiche avverse - richiedendo la necessità di una stazione di sollevamento, costituita da:

- Vasca di carico;
- Gruppi di sollevamento;
- Condotta di mandata.

La progettazione di una stazione di sollevamento va condotta a partire dalla conoscenza di diversi fattori quali:

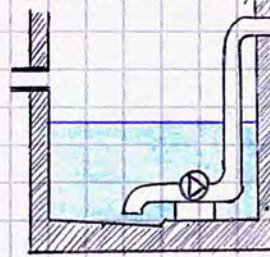
- Portata nell'ora di punta;
- Possibilità di maggiori afflussi di origine meteorica;
- Dislivello geodetico da superare;
- Velocità nella tubazione di mandata;
- Tempo di sedimentazione del liquame;
- Frequenza di avviamento delle pompe;
- Eventuali brevi interruzioni di fornitura elettrica.

Nel progetto di una stazione di sollevamento per acque reflue e nella scelta del tipo di pompa da impiegare occorre tenere ben presenti le caratteristiche qualitative del liquido convogliato, ovvero:

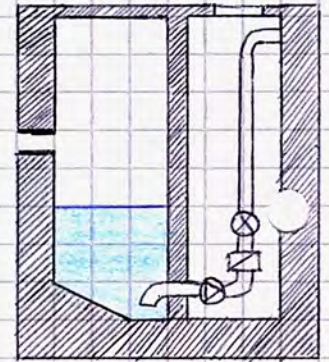
- Presenza di corpi galleggianti di varia natura;
- Presenza di sostanze solide sedimentabili;
- Elevata presenza di sostanza organica;
- Presenza di grassi ed oli o altre sostanze flottanti tendenti a formare croste in superficie;
- Possibile elevata aggressività

Si possono avere due schemi o tipi di installazione:

- Impianto con pompe sommergibili: le elettropompe - che incorporano motore e macchina - incorporate sono collocate nella stessa camera di raccolta;
- Impianto con pompe aventi il motore all'asciutto.



Sommersa



Motore all'asciutto

Scaricatore di piena

Manifatto che ha il compito di sottrarre una parte della portata all'emissario e scaricarla direttamente in un corpo idrico ricevente allo scopo di evitare che portate eccessivamente variabili giungano all'impianto di trattamento posto al termine dell'emissario: ciò perché gli impianti di depurazione, che vengono dimensionati per il trattamento di portate nell'ordine della portata nera media, non sono in grado di smaltire le portate che si realizzano in occasione di eventi meteorici intensi.

Tali portate derivate, peraltro, si presentano così diluite da non giustificare il sovradimensionamento degli impianti di trattamento, in quanto le concentrazioni di inquinanti possono divenire così basse da permettere lo scarico direttamente nell'ambiente.

Gli scaricatori di piena sono progettati in riferimento al grado o rapporto di diluizione r :

$$r = \frac{Q_{tot}}{Q_{media, nera}}$$

Lo scaricatore di piena deve essere progettato in modo da dare luogo allo scarico della portata solo al raggiungimento di un opportuno grado di diluizione, in genere tra 3 e 10.

A volte lo scaricatore viene inserito lungo un collettore di una rete per ridurre le dimensioni dei collettori posti a valle; in questi casi si parla di scaricatori di alleggerimento.

Dimensionamento

$$r = \frac{Q_{nd}}{Q_{nm}} \implies Q_{nd} = r \cdot Q_{nm} = Q_{nm} + (r-1) Q_{nm}$$

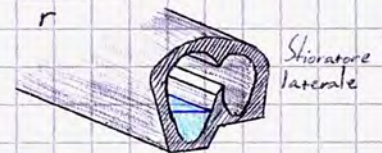
↳ Portata nera diluita

Si può dunque definire la concentrazione di inquinante nel sistema C_s , funzione della concentrazione di aliquota nera e aliquota bianca:

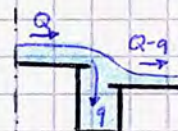
$$C(t) = \frac{C_n \cdot Q_n(t) + C_b \cdot Q_b(t)}{Q_n(t) + Q_b(t)} \implies C_s = \frac{C_n \cdot Q_{nm} + C_b \cdot (r-1) Q_{nm}}{r \cdot Q_{nm}} = \frac{C_n + C_b (r-1)}{r}$$

Se $C_b = 0$, $C_s = \frac{C_n}{r} \implies r = \frac{C_n}{C_s}$ idealmente compreso tra 3 e 10

↳ Condizioni di asciutto



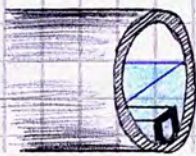
Stioratore laterale



Scaricatore a salto

Gli scaricatori di piena si dividono in 3 tipologie principali:

- Stioratori laterali;
- Scaricatori a salto;
- Deviatori frontali.



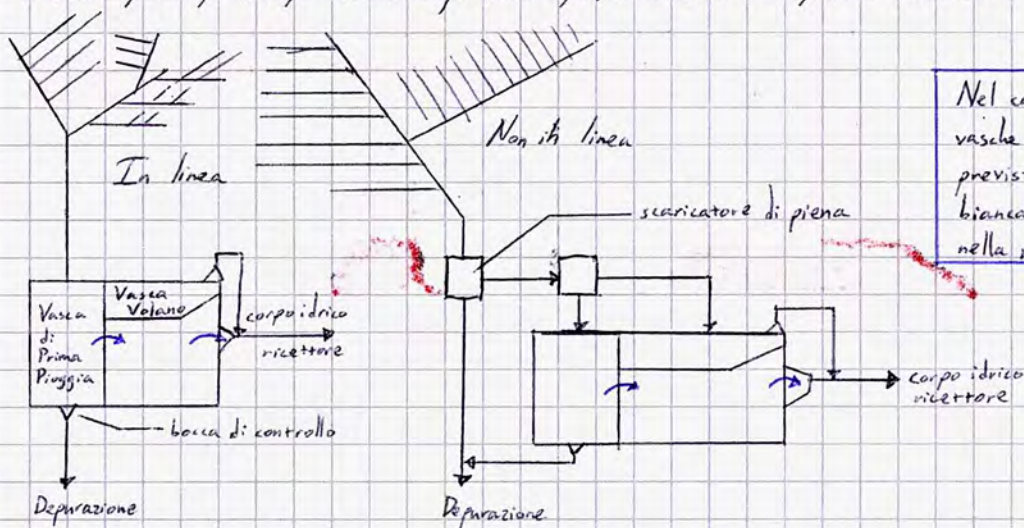
Deviatore frontale

Vasche di prima pioggia

Trattengono le acque meteoriche risultanti dai primi 5mm di pioggia caduta sulla superficie scolante di pertinenza dell'impianto, permettendone il successivo invio all'impianto di depurazione o il loro trattamento in situ. Esse possono essere in linea oppure fuori linea.

Ai sensi della LR 62/85 Lombardia, sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio; Ai fini del calcolo delle portate è altresì stabilito che tale valore si verifichi in 15 minuti; I coefficienti di afflusso sono assunti pari a:

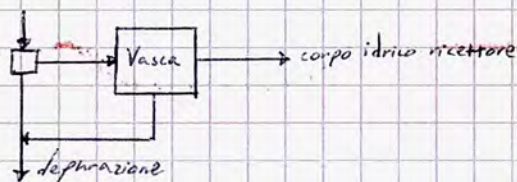
- 1,00 per superfici coperte, lastricate o impermeabili;
- 0,30 per superfici permeabili di qualsiasi tipo, escludendo le superfici coltivate.



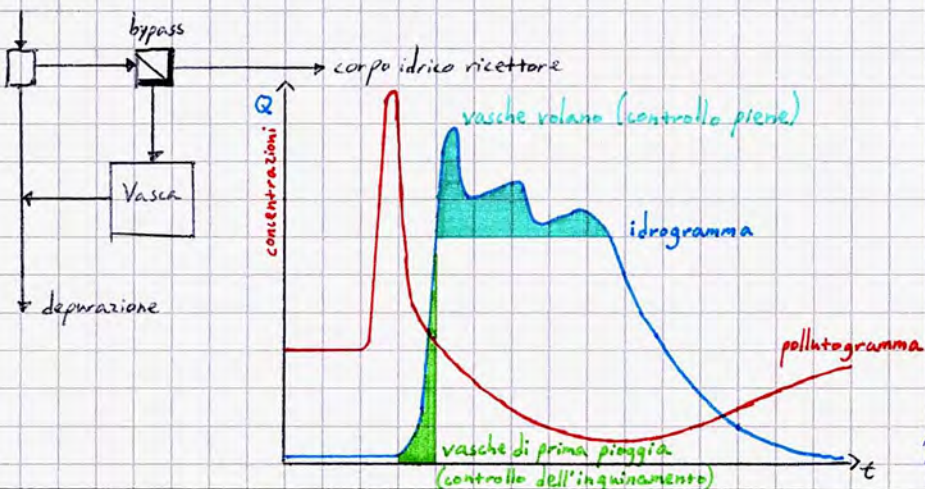
Nel caso di reti separate, le vasche di prima pioggia sono previste per la sola rete bianca, di cui un'aliquota va nella rete nera.

Si distingue inoltre tra:

- Vasche di transito: raggiunto il riempimento della vasca, le portate in eccesso rispetto a quelle ammesse a valle entrano comunque nella vasca, miscelandosi con i volumi già accumulati e provocandone lo sfioro verso lo scarico. Risultano più efficaci in presenza di pollutogrammi caratterizzati da un effetto di last flash.

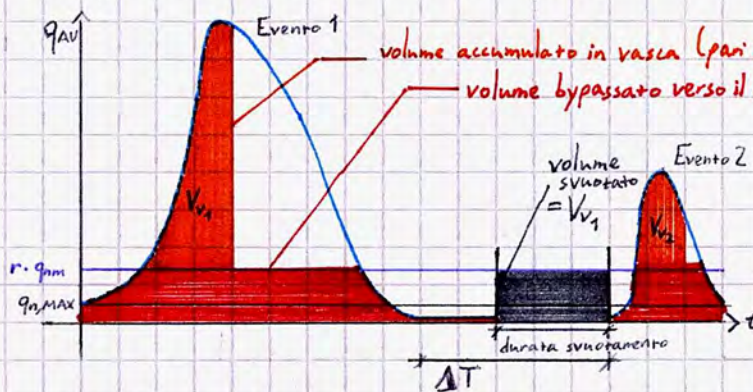


- Vasche di cattura: raggiunto il riempimento della vasca, le portate in eccesso rispetto a quelle ammesse a valle sono intercettate a monte della vasca e scaricate nel ricettore senza che possano essere miscelate con il volume già accumulato. Risultano più efficaci in presenza di pollutogrammi caratterizzati da un significativo first flash.



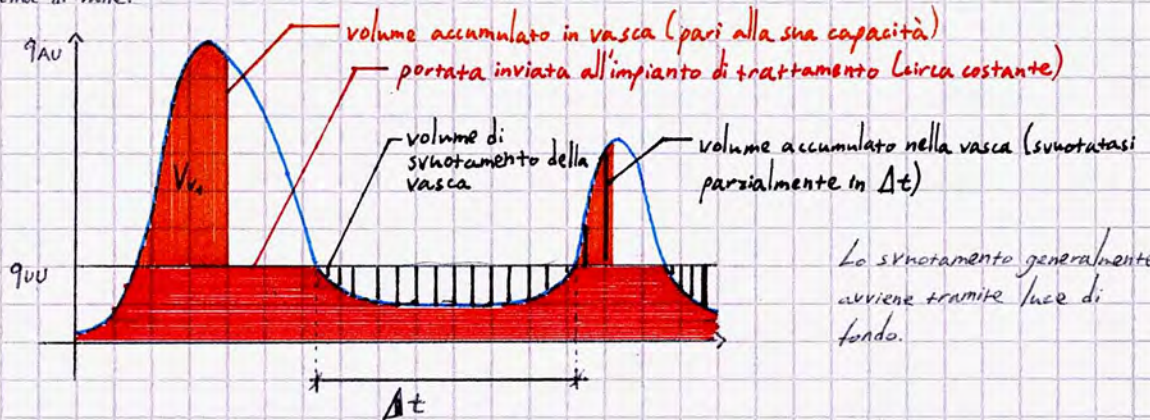
Nel rispetto della necessità di limitare la portata a valori compatibili con la capacità massima di ricezione del sistema posto a valle (rete o depuratore) esistono due modalità di svuotamento delle vasche di prima pioggia:

• **Intermittente:** generalmente con inizio successivo all'esaurimento del deflusso generato dall'evento meteorico. È applicabile agli schemi impiantistici con vasca fuori linea ed a vasche in linea in sistemi pluviali. È più complessa della tipologia in continuo in quanto necessita della definizione dell'istante di inizio del processo di svuotamento - e della sua interruzione temporanea se il deflusso meteorico ridiventa diverso da 0 - ed il controllo della portata in uscita dalla vasca in funzione della portata defluente nel canale derivatore dello scaricatore di piena (negli schemi fuori linea) e nel sistema di valle. Comporta a parità di volume della vasca l'accumulo e l'invio in depurazione di volumi di pioggia minori rispetto allo svuotamento in continuo. L'inizio dello svuotamento avviene dopo un intervallo pari a ΔT , ridotto della durata del tempo di svuotamento, a partire dall'azzeramento della portata meteorica di deflusso ed esclusione della vasca sino al suo totale svuotamento.



Lo svuotamento generalmente avviene tramite gruppo di sollevamento

• **In continuo:** generalmente applicato per vasche in linea, rappresenta la soluzione di maggior semplicità costruttiva e gestionale, presentando una sola bocca di efflusso in grado di modulare la portata in uscita in funzione della capacità del sistema di valle.



Lo svuotamento generalmente avviene tramite luce di fondo.

Vasche di laminazione (vasche volano)

Il compito di tali vasche è quello di sottrarre parte del volume della piena, invasandolo in opportune capacità tali da utili per restituirla successivamente e in maniera controllata. Esse consentono, pertanto, di limitare le portate al colmo di piena fluenti nel sistema di drenaggio rilasciando il volume invasato in un secondo momento tramite luce di fondo o un impianto di sollevamento attivabile ad intermittenza.

Dimensionamento di opere di scarico degli edifici e sistemi Low Impact Development (LID)

Gli impianti di scarico delle acque usate sono costituiti dalla rete di tubazioni che serve a smaltire all'esterno del fabbricato - o dell'unità abitativa di interesse - le acque brivanti, dopo l'utilizzo, da WC, lavabi etc.

In genere si distinguono:

- Acque nere: provenienti da WC;
- Acque grigie: provenienti da lavabi, lavabiancheria, bidet...
- Acqua grasse: provenienti dalla cucina.

Per dimensionare un impianto di scarico è necessario conoscere i quantitativi massimi di acque scaricabili nell'unità di tempo dai singoli apparecchi (valori tabellati) e la contemporaneità d'uso degli stessi per determinare una portata ridotta di scarico. È possibile effettuare un primo dimensionamento anche con la tabella seguente:

Appartamenti Serviti	Diametro esterno tubazioni di scarico (mm)
1-25	110
25-50	150
50-100	175
100-200	275

La rete di scarico è composta da:

- Sifone: dispositivo di scarico che, tramite la chiusura idraulica, impedisce l'ingresso di cattivi odori provenienti dalla rete di scarico;
- Diramazioni di scarico: tubazioni che collegano il sifone di ogni apparecchio alle colonne di scarico, dovendo presentare una pendenza longitudinale minima verso lo scarico;
- Colonne di scarico: tubazioni verticali che raccolgono ad ogni piano i liquami delle diramazioni e li convogliano nei collettori attraverso cambiamenti di direzione con curve a 45° (NON A 90°);
- Collettori di scarico: tubazioni sub-orizzontali che raccolgono i liquami provenienti dalle colonne di scarico e li convogliano in fognatura. Le colonne di scarico sono collegate ai collettori in basso mediante sifone o direttamente;
- Bocche di ispezione: lungo le tubazioni, ed in particolare una alla base di ciascuna colonna di scarico;
- Rete di ventilazione.

Sistemi di scarico

Esistono diversi sistemi di scarico, distinti tra tradizionali e speciali (dotati di particolari dispositivi studiati e brevettati da singole aziende). Il liquido scaricato per effetto della gravità tende a scendere verso il basso e provoca all'interno della condotta la formazione di una depressione a monte che deve essere colmata da un risucchio d'aria proveniente dalla ventilazione e di una pressione a valle.

I principali sistemi di scarico sono:

- Con ventilazione primaria: più diffuso ed economico, per costruzioni normali ad uso appartamenti e per distanze tra scarichi ed apparecchi di 3-4m; la ventilazione si ottiene prolungando la colonna verticale oltre il tetto con un tubo dello stesso diametro: l'apertura non deve essere coperta con sistemi che riducono la sezione di passaggio dell'aria.

- Con ventilazione parallela diretta: consiste in una seconda colonna di ventilazione posta accanto a quella di scarico e ad essa collegata ad ogni piano. Si utilizza per edifici più alti di 10 piani; il diametro della colonna di ventilazione deve essere almeno $\frac{2}{3}$ del diametro della colonna di scarico;
- Con ventilazione secondaria: prevede una seconda colonna di ventilazione posta accanto a quella di scarico ($D_{ventil} = \frac{2}{3} D_{scarico}$) cui sono collegate diramazioni della ventilazione secondaria a sua volta collegata agli apparecchi. Comporta costi di esecuzione elevati; le canalette di ventilazione secondaria devono avere pendenza di almeno il 2‰.

Allacciamenti corretti alla ventilazione:



Braga di uguale dimensione: provoca una chiusura idraulica nella colonna, dunque una riduzione della pressione idrostatica; la circolazione d'aria nella diramazione d'allacciamento avviene normalmente e le condizioni di scarico sono buone; di regola non si verifica alcuna aspirazione al sifone.

Braga ridotta: quando la diramazione di allacciamento è minore della colonna montante non si verifica una chiusura idraulica durante lo scarico; la circolazione d'aria nella diramazione di allacciamento avviene normalmente e non si verifica nessuna aspirazione al sifone se la diramazione e l'allacciamento è dimensionata correttamente.

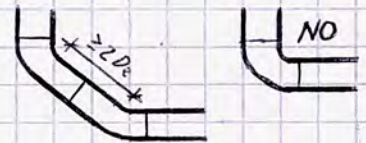
Viceversa, gli allacciamenti a 45° non sono corretti, non formando chiusura idraulica. In particolare, in caso di braga ridotta si verifica aspirazione al sifone!

L'uscita in copertura del condotto di ventilazione, di almeno 30 cm dall'asse della tubazione stessa, prevede un dispositivo di copertura per la ventilazione ed una convesca di raccordo (scossalina) agli elementi della copertura.

In ogni caso, le uscite delle condotte di ventilazione sui tetti degli edifici devono essere eseguite in modo da evitare cattivi odori su finestre, terrazze,...

Sui tetti piani le uscite di ventilazione devono essere più alte dei livelli di scarico e delle bocchette di troppo pieno; le condotte di ventilazione situate a meno di 2 m dalle finestre di locali abitati devono essere tali da superare almeno di $\varnothing,10$ m le altezze delle finestre stesse. Le bocchette di smaltimento della colonna di scarico per le acque meteoriche devono essere distanti almeno 2 m dalle finestre dei locali abitati.

Per i raccordi al piede nei condotti di scarico si impiega uno spostamento con 2 curve da 45° con interposto un tratto intermedio di lunghezza $L \geq 2D_e$ per ridurre la rumorosità di circa il 35% rispetto ad una singola curva a 90° , diminuendo anche la zona di pressione: nello spostamento con curva a 90° la pressione idrostatica ed il rumore prodotto dall'urto sono al massimo dell'intensità!



Materiali per le reti di scarico e di ventilazione

In passato si utilizzavano tubazioni in piombo, cemento amianto, gres porcellanato; allo stato attuale la scelta propende esclusivamente per i materiali plastici, che garantiscono minori costi, maggiore leggerezza, inattaccabilità da agenti chimici, minore rugosità delle superfici (dunque necessità di diametri minori), facilità di montaggio. I materiali di più frequente applicazione sono:

- Polietilene - PE: De 32 - De 315, utilizzato per le ottime caratteristiche meccaniche a trazione e compressione, resistenza alla rottura da colpi, alla torsione, flessione, abrasione, buona resistenza chimica (da verificare nelle schede tecniche), resistenti a temperature fino a 100°C , buona elasticità, le pareti non permettono la formazione di depositi, essendo cattivi conduttori di calore evitano la formazione di condensa, sono impermeabili a gas e vapori, le giunzioni avvengono per saldatura (preferibilmente in officina), richiedendo una certa prefabbricazione ma con produzione nulla di stridi.
- PVC: di caratteristiche ben note nelle sue variazioni colorimetriche (Aransione \rightarrow liquidi caldi);
- Polipropilene - PP: alta resistenza ad acqua bollante e gelo, ottima resistenza ad abrasione, non favorendo gli intasamenti, le giunzioni permettono di assorbire le dilatazioni termiche, molto flessibile e resistente agli urti, antestinguente, giunzioni di tipo meccanico maschio-femmina con tenuta assicurata da una guarnizione; più adatte a situazioni di interventi su edifici esistenti a scapito di stridi maggiori.

Principali problematiche delle reti di scarico e ventilazione

La principale fonte di rumore in un impianto di scarico è costituita dal WC in fase di risciacquo; un'ostruzione, la mancata o errata realizzazione della ventilazione dell'impianto possono aumentare tali rumori. Per ridurre il rumore, la colonna di scarico del WC può essere isolata con fasce di polietilene espanso e piombo; inoltre è bene posizionare le colonne di scarico nelle zone rumorose della casa.

Le principali fonti di rottura sono da imputarsi alle dilatazioni termiche che devono essere calcolate in fase di progetto e risolte usando particolari manicotti di dilatazione.

Ogni innesto di apparecchio alla rete di scarico deve essere realizzato con una chiusura idraulica (sitone); una ostruzione o mancanza del tubo di ventilazione possono provocare risucchi in fase di scarico con conseguente svuotamento dei sifoni ed emissione di odori sgradevoli. Per ovviare ai problemi di intasamenti dovuti a corpi estranei gettati negli scarichi sarebbe bene prevedere in tutti i cambiamenti di direzione delle tubazioni di scarico, così come ai piedi delle colonne, tappi di ispezione dai quali poter intervenire senza dover procedere ad interventi demolitivi.

Integrazione nell'edificio

I tratti principali degli impianti di approvvigionamento idrico (reti orizzontali al piano cantinato e colonne montanti) sono installati quando è stata realizzata la struttura dell'edificio, mentre le distribuzioni all'interno dei locali vengono realizzate quando sono state realizzate le partitioni interne.

La rete di distribuzione viene completata fino al punto di attacco ai vari apparecchi sanitari che, insieme alle rubinetteria, sono posati quando sono già state ultimata le opere di pavimentazione e rivestimento.

Le colonne di scarico delle acque usate e di ventilazione sono realizzate quando la struttura dell'edificio è ultimata, mentre i tratti all'interno dei singoli locali vengono realizzati quando sono stati già posati i tramezzi interni e quando è già stata fissata la posizione dei vari apparecchi. Le tubazioni di scarico hanno tratti verticali (dal sitone dell'apparecchio al pavimento) che vengono incassati all'interno del tramezzo e tratti orizzontali, fino al collegamento con il raccordo delle colonne di scarico, che sono posati a pavimento e successivamente ricoperti da massetto e rivestimento.

La tipologia impiantistica è di norma sotto traccia: si realizzano le strutture ed i tamponamenti, le tracce, si inseriscono le tubazioni fissandole con malta, si realizzano le finiture. In caso di interventi di manutenzione sarà necessario demolire pavimenti e rivestimento per poi ripristinarli.

In alcuni casi vengono utilizzati dei sistemi impiantistici a blocchi tecnici, costituiti da un insieme di tubazioni prefabbricate che sono successivamente installate in cantiere. I più usati sono:

- **Guaine e basi tecniche:** costituite da tubature verticali e orizzontali di collegamento ai sanitari, già dimensionate per servire anche bagni sovrapposti o abbinamento bagno/bagno, e da una struttura metallica su cui attaccare i pannelli di rivestimento in modo da avere un impianto accessibile per eventuali opere di manutenzione. Il sistema viene portato in cantiere ed installato ad opere murarie finite avendo preventivamente previsto solo l'asola sul solaio per il passaggio delle tubazioni verticali.
- **Mobili tecnici:** sono dei veri e propri mobili dotati di sanitari e che nascondono dietro le canalizzazioni orizzontali; sono di spessore 20 cm e altezza 85 cm e vengono montati come le guaine tecniche.
- **Pareti tecniche:** sono vere e proprie pareti realizzate in struttura portante metallica trattata sulla quale si attaccano i sanitari e che viene poi rivestita e dove corrono tutte le tubazioni verticali ed orizzontali; lo spessore varia da 25 a 35 cm e hanno altezza pari all'altezza di piano e lunghezza necessaria a posizionare tutti i sanitari. Installate al termine delle opere murarie, presentano applicazione ideale in edifici multipiano con piani tipo sovrapposti ed abbinamenti bagno/bagno o bagno/cucina.
- **Cabine sanitarie:** strutture autoportanti già finite che arrivano in cantiere pronte per il montaggio e l'attacco alle colonne verticali; sono spesso dotate di pavimento e soffitto.

Impianti di scarico domestico - dimensionamento

Lo scarico delle acque - con l'eccezione di alcuni impianti industriali e di laboratorio - è caratterizzato da periodi di deflusso brevi e discontinui. Come unità di misura delle acque di scarico si adotta un valore base corrispondente ad uno scarico specifico di $1,0 \text{ l/s}$, definito **Unità di Scarico (US)**.

Tutti i punti di scarico di acque usate (apparecchi) sono ripartiti, secondo la loro potenzialità specifica di scarico, in unità costituenti dei gruppi di valori di allacciamento.

Per il calcolo della portata totale Q_t di acque usate che affluiscono in una colonna o in un collettore si esegue la somma dei singoli valori specifici di scarico secondo i tipi di apparecchi allacciati.

Tramite la tabella relativa o le formule riduttive di contemporaneità si determinano il carico ridotto Q_r , ovvero il carico probabile contemporaneo.

Quindi, secondo il sistema di ventilazione scelto o la pendenza fissata, si determinano i rispettivi diametri di colonne e collettori consultando le relative tabelle.

Destinazione d'uso	Q_r [l/s]
Case, Appartamenti, Uffici (intensità di scarico variabili in tempi brevi)	$0,50\sqrt{Q_t}$
Ospedali, Scuole, Hotel, Grandi Ristoranti	$0,70\sqrt{Q_t}$
Bagni pubblici e centri sportivi	$1,00\sqrt{Q_t}$
Industrie e laboratori (intensità di scarico costanti) (nel lungo periodo)	$1,20\sqrt{Q_t}$

Nota l'intensità di scarico Q (l/s) di un singolo apparecchio è possibile dimensionare i relativi apparecchi di scarico (piatta, sifone, con netto, scarico e ventilazione secondaria).

Il dimensionamento delle colonne di scarico si effettua in base al sistema di ventilazione scelto e la natura della braga (curvata o meno) secondo tabelle riferite alla portata Q transitante in esse.

I valori di allacciamento per apparecchi idrosanitari ad uso civile ed industriale sono tabellati (in unità di scarico)

Il dimensionamento della portata di scarico ridotta Q_r in funzione della portata totale Q_t può essere condotto anche in funzione di un abaco grafico.

Per le dimansioni di raccolta degli apparecchi fino alla colonna di scarico si impiegano tabelle legate alla portata in transito ed alla pendenza delle tubazioni; i quantitativi massimi di acque usate ammessi per i diversi diametri e le varie pendenze corrispondono ad un'altezza di riempimento h/D generalmente pari al 50%.

Per i collettori di scarico e gli altri allacciamenti installati nelle zone interiori dei fabbricati (garage, cantine, magazzini, loggi...) la tabella è analoga ma generalmente riferita a quantitativi massimi ammissibili corrispondenti ad un'altezza di riempimento $h/D = 70\%$. Per le dimansioni di scarico di acque usate installate esternamente ai fabbricati sia civili che industriali - dimansioni di scarico esterne ai fabbricati - il grado di riempimento ammissibile è dell'80%.

Impianti di scarico delle acque meteoriche

Come intuibile, lo scarico di acque pluviali è normalmente caratterizzato da periodi di captazione lunghi e continui; è quindi molto importante stabilire la quantità massima di acqua caduta durante periodi di piogge intense.

Come unità di misura delle acque pluviali si adotta l'intensità pluviometrica $[\text{l/s} \cdot \text{m}^2]$, variabile da regione a regione e con valori massimi in corrispondenza di piogge brevi ma intense (temporali). Per determinare un buon valore medio dell'intensità di pioggia ci si basa solitamente su un periodo di ritorno $T = 10$ anni.

$$Q_p = K \cdot i_p \cdot A$$

\swarrow coefficiente riduttore, funzione del
 \searrow genere di superficie esposta.

L'intensità pluviometrica consigliata nella pratica progettuale è $i_p = 0,04 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2 = 2,4 \text{ l/min} \cdot \text{m}^2$, corrispondente ad un'altezza intensità pluviometrica di circa 144 mm/h su proiezione orizzontale. Per l'adozione di valori differenti si rimanda alla norma UNI EN 12056/2001.

Il carico pluviale Q_p^* determinante per il dimensionamento delle condotte pluviali dipende dai seguenti fattori:

- La totalità delle superfici esposte (S.E.) alla pioggia, determinata in base alla loro proiezione orizzontale in m^2 ;
- La pendenza e la natura delle superfici esposte, espressa tramite il coefficiente K che è un coefficiente riduttore della intensità pluviometrica effettiva, basato sulla natura (rugosità e potere assorbente) delle superfici esposte alla pioggia; va inoltre interpretato come un coefficiente di ritardo allo scorrimento dell'acqua dalla superficie del tetto alle bocchette di captazione.

Superficie esposta	K
Tetti inclinati o piani ricoperti di materiali plastici o lapidei, comunque duri e lisci	1,0
Rivestimenti in ghiaia o ghiaietto	0,6
Tetti giardino	0,3

Analogamente a quanto visto in precedenza, il dimensionamento delle colonne d'acqua pluviali in base ai m^2 di superficie esposta sono tabellati in funzione di K e del carico pluviale Q_p^* .
 Il dimensionamento dei collettori pluviali - interni ed esterni ai fabbricati - dipende invece dalla pendenza degli stessi, con quantitativi massimi di acque pluviali ammessi per i diversi diametri e le varie pendenze corrispondenti ad un'altezza di riempimento $h/D = 80\%$.

Impianti di scarico delle acque meteoriche

Le reti di scarico delle acque meteoriche sono costituite dai canali di gronda (grondaie) che raccolgono le acque dal tetto, dalle colonne di scarico (pluviali) che le convogliano dal tetto ai collettori e dai collettori suborizzontali di raccolta per lo scarico nella fogna. I materiali più usati sono la lamiera zincata, il rame e l'acciaio inossidabile.

Per un corretto deflusso delle acque è necessario che le pluviali non si trovino a distanza relativa $> 25m$ e che vi sia una pendenza almeno ogni $60m^2$ di tetto.

È bene proteggere il pluviale dall'ostruzione di foglie con opportune griglie a fungo posizionate sulla grondaia in corrispondenza del bocchettone. È bene che la pendenza della grondaia sia non inferiore al 5% .

Sistemi di smaltimento

- Smaltimento in fogna: dipende dalla tipologia di fogna del sistema pubblico (statico o dinamico);
- Smaltimento per dispersione: dove non esiste un sistema fognario pubblico. Dopo che le acque sono depurate in fosse settiche, esse possono essere disperse nel sottosuolo. Le dimensioni della rete disperdente possono essere calcolate in funzione della natura del terreno:

Tipo di terreno	Superficie per abitante (sup. disperdente, $m^2/ab.$)
Sabbia grossa, pietrisco	1
Sabbia fine	1,5
Argilla sabbiosa o riporta	2,5
Argilla con molta sabbia o pietrisco	4
Argilla con poca sabbia o pietrisco	8
Argilla compatta impermeabile	NON ADATTA

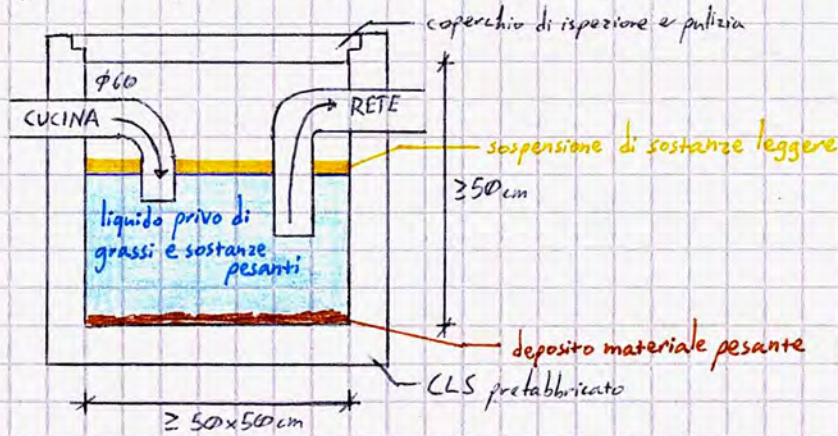
- Smaltimento con vasca a svuotamento periodico: dove non esistono fognature o dove non è possibile fare sistemi a dispersione (superfici insufficienti, terreni di natura argillosa) l'unico sistema di smaltimento è costituito da vasche a svuotamento periodico (pozzi neri).
 Si tratta di vasche generalmente in cemento armato, a **perfectra tenuta**, che accumulano le acque luride degli scarichi dopo esser passate dalla fossa settica; sono periodicamente svuotate per aspirazione. I liquami prelevati sono usati come fertilizzanti o portati in centrali di depurazione.

Fognature di tipo statico: Recapitano in un corso d'acqua superficiale, così l'unico sistema di depurazione è costituito dalle fosse settiche:

- Le acque nere scaricano nella fossa settica, posizionata in corrispondenza degli apparecchi (WC);
- Le acque saponose, provenienti dagli altri sanitari, passano attraverso un pozzetto di decantazione;
- Le acque provenienti dalla cucina passano attraverso un pozzetto degrassatore.

Si impiega una valvola di non ritorno ai piani bassi dell'edificio per evitare inversioni di flusso e fuoriuscita di liquami dagli scarichi dei sanitari a quota inferiore della quota di ristagno delle acque.
Anche in assenza di fognatura pubblica separata, per evitare che dai pluviali si verifichino emissioni maledorose, si vanno sempre realizzate due reti distinte (una per l'acqua proveniente dai pluviali ed una per le acque luride provenienti da fosse settiche, bagni, cucine, lavanderie...) per poi convogliarle in fognatura.

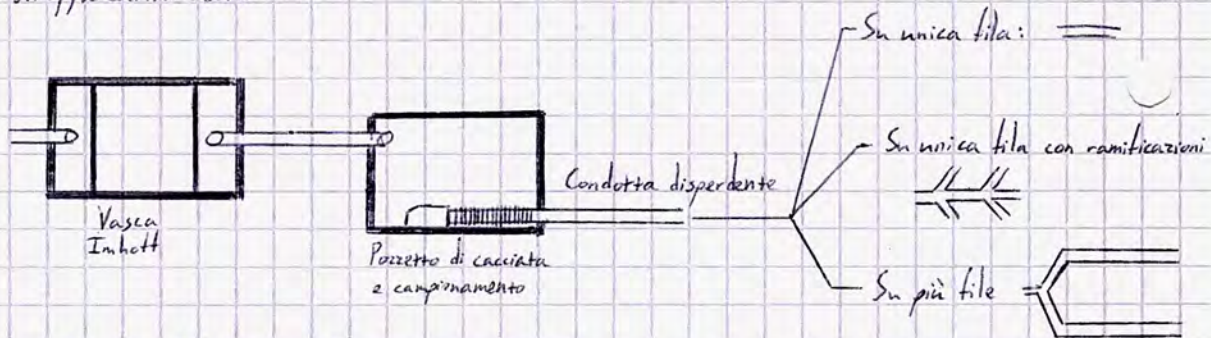
Il pozzetto degrassatore per una cucina di civile abitazione o alternativamente la vasca degrassatrice per cucine di civili abitazioni multifamiliari sono dispositivi che consentono il deposito di materiale pesante e la sospensione di sostanze leggere per garantire uno scarico di acqua nella rete fognaria di acqua priva di oli e grassi, che interferiscono con l'impianto di depurazione e lo scarico in corpi idrici ricettori.



La fossa settica più richiesta dai regolamenti d'igiene e più affidabile è la **Vasca Imhoff**, in cui avviene un processo fisico di sedimentazione ed uno biologico di digestione (degradazione delle sostanze organiche tramite microrganismi in condizioni anaerobiche): il liquame entra dall'alto, si sedimenta e si accumula nella parte bassa in cui avviene un processo di digestione del fango.

Per un corretto funzionamento della fossa devono essere scaricate solo le acque provenienti dai WC, escludendo quelle saponose provenienti da lavabi, bidet... e le acque piovane; in tal modo dalla fossa uscirà acqua depurata e sarà necessario svuotare per aspirazione i depositi di fondo ogni 7-8 anni circa.

Prima di mettere in esercizio una fossa Imhoff è necessario immettere una soluzione di acqua e calce idrata (50 kg ogni 50 m³ di acqua) e controllare con indicatori colorimetrici che il pH sia circa pari ad 8: l'ambiente alcalino così creato favorisce la digestione metanica, da preferirsi a quella acida che sviluppa cattivi odori.



Approcci sostenibili per lo smaltimento delle acque di scarico

Fito depurazione: risposta naturale agli impianti di depurazione degli impianti di scarico; questa tecnologia prevede che le acque reflue vengano depurate tramite un bacino impermeabilizzato in cui il substrato ghiaioso e quello vegetale combinano la loro azione al fine di rendere pulita l'acqua.

Il processo di depurazione è del tutto ecologico e non prevede l'uso di sostanze inquinanti: l'acqua non depurata scorre nel letto di ghiaia e piante acquatiche in cui sono presenti microrganismi che - attraverso reazioni biochimiche - eliminano le sostanze inquinanti presenti. L'azione delle piante è fondamentale poiché nelle loro radici si sviluppano i microrganismi necessari all'intero sistema: essi, assorbono l'ossigeno prodotto dalle specie vegetali, innescano i processi chimici necessari alla depurazione dell'acqua.

Il sistema di fitodepurazione racchiude in sé tecnologia ed ecologia: le sostanze inquinanti presenti nell'acqua vengono estratte senza il ricorso di energia aggiuntiva e di parti elettromeccaniche.

Con questo sistema si aprono degli scenari interessanti per i sistemi ecologici.

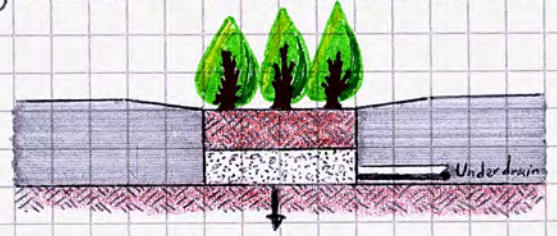
N.B. i fluidi sono spesso pretrattati in vasca Imhoff!

Sistemi Low Impact Development (LID) e Best Management Practices (BMPs)

Bio-retention cells - celle a bio-ritenzione: sistemi ottenuti mediante la realizzazione di ancole depresse che intercettano l'acqua piovana attraverso la piantumazione di vegetazione ed arbusti su un terreno sovrastante un letto drenante.

Presenta le seguenti peculiarità:

- Facilità ed economicità di installazione;
- Riduzione dell'erosione superficiale;
- Attenuazione delle portate al colmo di piena;
- Miglioramento dell'evapotraspirazione del terreno;
- Accumulo, infiltrazione ed evaporazione sia della pioggia caduta che dell'aliquota di ruscellamento delle aree circostanti.

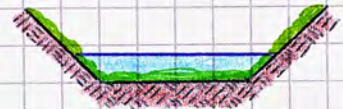


Rain gardens - giardini della pioggia: sistemi a bio-ritenzione ottenuti tramite la realizzazione di ancole depresse che intercettano l'acqua piovana attraverso la piantumazione di vegetazione ed arbusti su un terreno in assenza di letto drenante.

Presenta le stesse peculiarità delle bio-retention cells ad eccezione dell'ultima, cui si sostituisce un incremento del valore estetico al sito in virtù della possibilità di piantumare essenze di varia natura.

Vegetative swales - canali vegetati: canali o aree depresse con fondo e pareti vegetali (coperte con vegetazione). Presentano le seguenti peculiarità:

- Riduzione della velocità di efflusso;
- Incremento dell'infiltrazione;
- Trattengono le sostanze inquinanti;
- Limitati costi realizzativi.



Green roofs - tetti verdi: Destinazioni a verde di una parte o della totalità della copertura degli edifici, eseguita tramite l'apposizione di:

- Manto impermeabile antivaldice;
- Strato di separazione e protezione del manto;
- Strato di drenaggio e di accumulo idrico;
- Tessuto di filtro;
- Substrato colturale;
- Vegetazione.

Presentano le seguenti peculiarità:

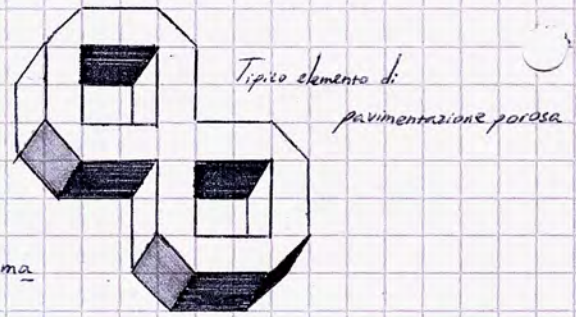
- Assorbimento temporaneo dell'acqua piovana con graduale rilascio;
- Filtraggio dell'inquinamento urbano e riduzione della CO₂;
- Filtraggio dell'acqua piovana inquinata;
- Raffreddamento dell'aria per evapotraspirazione di vapore acqueo;
- Agevolazione dell'insediamento di ecosistemi animali;
- Riduzione della trasmissione di rumori all'interno;
- Riduzione degli effetti delle isole di calore urbane;
- Incremento della resistenza termica della copertura;
- Protezione del manto impermeabile;
- Incremento del valore estetico del sito.

Infiltration trenches - trincee di infiltrazione: realizzate tramite uno scavo a sezione rettangolare, riempito di materiale poroso (ghiaia) in grado di eseguire l'immagazzinamento temporaneo della pioggia. Sono costituite da:

- Sabbia filtrante sul fondo;
- Manto geotessile di protezione ai lati;
- Riempimento con sabbia grossolana e pietrisco;
- Tessuto geotessile per prevenire la migrazione di suolo nel materiale di riempimento.

Porous pavements - pavimentazioni porose: in grado di determinare la diminuzione del deflusso e/o del ristagno superficiale tramite l'utilizzo di materiale poroso. Sono generalmente costituite da:

- Substrato di terreno non compatto;
- Strato di geotessile;
- Sottotenda drenante;
- Strato di geotessile;
- Strato di allettamento;
- Elementi drenanti.



Rain barrels - cisterne meteoriche: cisterne collegate ai pluviali che consentono l'immagazzinamento dell'acqua piovana, riutilizzabile in periodi secchi. Esse generalmente presentano sistemi di filtraggio per impedire l'ingresso di detriti ed insetti. Presenta le seguenti peculiarità:

- Salvaguardia ambientale;
- Risparmio economico.



Water square: posizionate in luoghi strategici delle città, sono all'apparenza dei semplici spazi pubblici multifunzionali che nel caso di forti piogge ed inondazione si trasformano in bacini di raccolta e stoccaggio delle acque piovane, così da alleggerire la pressione sull'impianto fognario e da avere la possibilità di riutilizzare le stesse nei momenti di maggiore siccità e stress idrico. Il ristagno dell'acqua nella piazza ai suoi livelli massimi, statisticamente verificato mediamente una volta ogni 2 anni, non è mai superiore a 32 ore per motivi igienici.

Le water square sono progettate per raccogliere l'acqua piovana proveniente dagli spazi pubblici e dai tetti dei fabbricati limitrofi; da un attento studio delle pendenze del suolo e delle canalizzazioni tale acqua viene preventivamente indirizzata ad un impianto di filtraggio e trattamento nascosto al di sotto del terreno - chiamato water chamber - in modo da essere immessa nei bacini delle piazze priva dei maggiori e più dannosi inquinanti, garantendo così la salute dei cittadini.

Rainwater harvesting: implementazione di tecnologie di raccolta, stoccaggio, recupero e riutilizzo di acque pluviali per irrigazione, scarico dei WC o funzioni di lavaggio di un sistema domestico

09/06/2023

Fine

Costruzioni Idrauliche

prof. Francesco Pugliese

26/07/2023 - 30