

# I ANNO

## II semestre

### 1. IDRODINAMICA

- MOTI A SUPERFICIE LIBERA
- CORRENTI A SUPERFICIE LIBERA
- CORRENTI STAZIONARIE
- CORRENTI NON STAZIONARIE

### 2. ACQUEDOTTI e FOGNATURE

- LEGGI IDRAULICHE
- ACQUEDOTTI
- FOGNATURE
- DISIGNI e DETTAGLI
- MATERIALI



# LEGGI IDRAULICHE

Analisi di moti permanenti, senza variazionalità.

Ogni opera è governata dai **BILANCI**:

- masse  $\nabla \cdot \vec{V} = 0$  con  $Q = \text{cost}$
- quantità di moto  $\frac{dP}{dt} + \rho \nabla \cdot \vec{V} = 0$

↓  
 equilibrio della  
 pressione sul  
 volume di  
 controllo  
 (locale)

$$\vec{P}_{in} + \vec{P}_{out} + \vec{G} + \vec{R}_{vf} = (\vec{U}_{out} - \vec{U}_{in}) \rho Q$$

}

forze

pressioni in e out

gravità

reazione vincolare

fluido

→ energia/carico  $H = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{costante}$

ipotesi: fluido incompressibile ( $\rho = \text{cost}$ ), volume indeformabile

PARAMETRO: scabrezza pareti/fondo, determina le perdite di carico puntuali e distribuite lungo una condotta.

$$j = \frac{f}{D} \cdot \frac{Q^2}{2gA^2} \rightarrow \text{legge di Darcy} \quad j = \frac{\lambda(Re, Ri)}{2g \pi^2 D^5} \cdot Q^2$$

$j = \frac{\Delta E}{L}$

con  $\left\{ \begin{array}{l} Ri = \frac{A}{P} \left[ \frac{\pi D^2}{2\pi D} \right] \\ Re = \frac{\rho V D}{\mu} \end{array} \right.$

**Re**: NUMERO DI REYNOLDS  
 → indice di turbolenza

}

$Re < 2100$  laminare  
 $Re > 4000$  turbolento

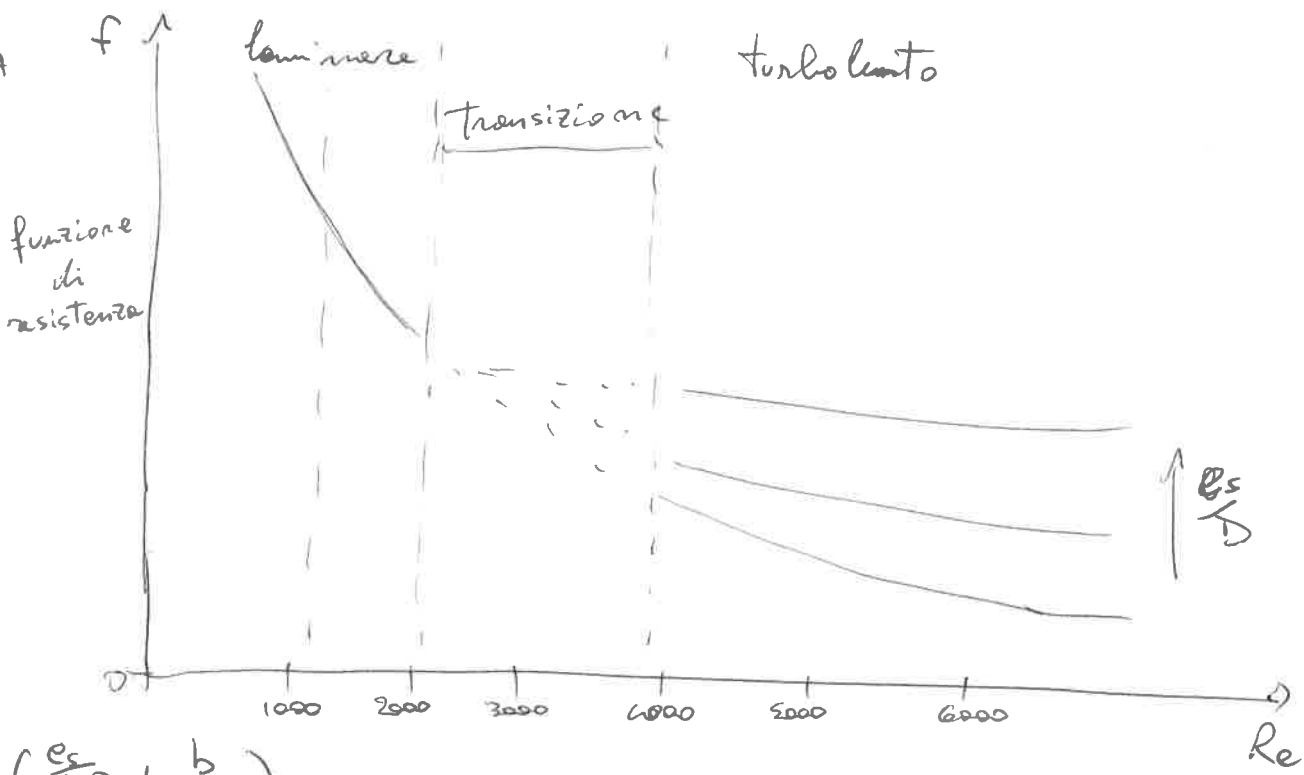
Formule di portata (Q)

}

$Q = K_s A Ri^{2/3} \sqrt{if}$  Strickler  $f(K_s)$   
 $Q = K A \sqrt{Ri \cdot if}$  Chzy (C)  $f(K)$   
 $n = \frac{1}{K_s}$  coeff Manning  $f(n)$

parametri di scabrezza

DIAGRAMMA DI MOODY



$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{e_s}{D} + \frac{b}{Re} \right)$$

RELAZIONE

de Darcy

$$\tau = \left( \frac{1}{\frac{25\pi^2}{16} D^5} \right) Q^2 = r Q^2 \quad (r \Rightarrow \text{resistenza idraulica specifica})$$

perdita di carico

$$\Delta h = S \cdot L = r Q^2 L = h_2 - h_1$$

$$\Rightarrow \Delta h = \int_{h_1}^{h_2} r Q^2 dL \quad \bullet \text{ puntualmente}$$

\* sviluppando 1:

$$S = \frac{10,28}{K_s^2 D^{5,33}} Q^2, \quad \left[ r = \frac{10,28}{K_s^2 D^{5,33}} \right]$$

$$K_s = R_i \cdot \sqrt{\frac{88}{\lambda}}$$

RELAZIONE:

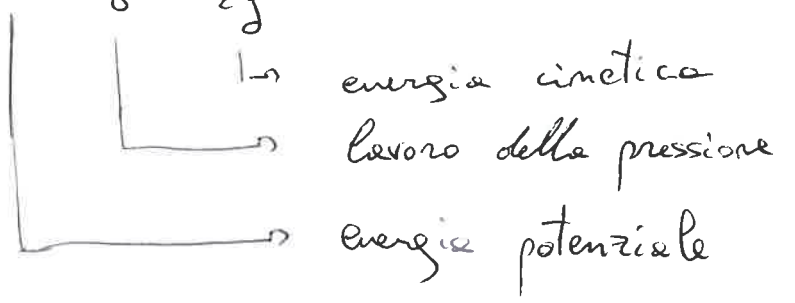
$$\underbrace{\frac{1}{\frac{25\pi^2}{16} D^5}}_{\text{Darcy Weisbach}} = \underbrace{\frac{10,28}{K_s^2 D^{5,33}}}_{\text{Gavler Stricker}}$$

$\rightarrow f(\lambda, K_s)$

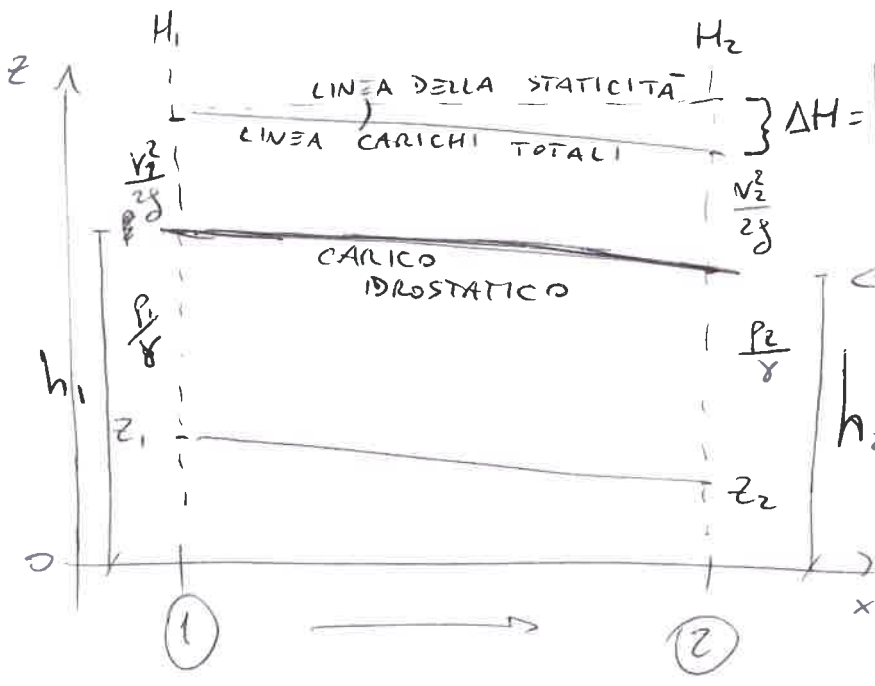
2 CARICO IDRAULICO → BERNOULLI

$$H = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$$

Grandezze specifiche in massa e gravità



↳ Da  $E = mgz + mg \frac{P}{\rho g} + mg \frac{v^2}{2g} = mgz + V \cdot P + \frac{1}{2} m v^2 = \text{cost}$   
 energie



**LINEA PIEZOMETRICA**  
 luogo dei punti in cui la pressione relativa in un fluido è nulla. Rappresenta la quota che raggiungerebbe il fluido se fosse lasciato libero.

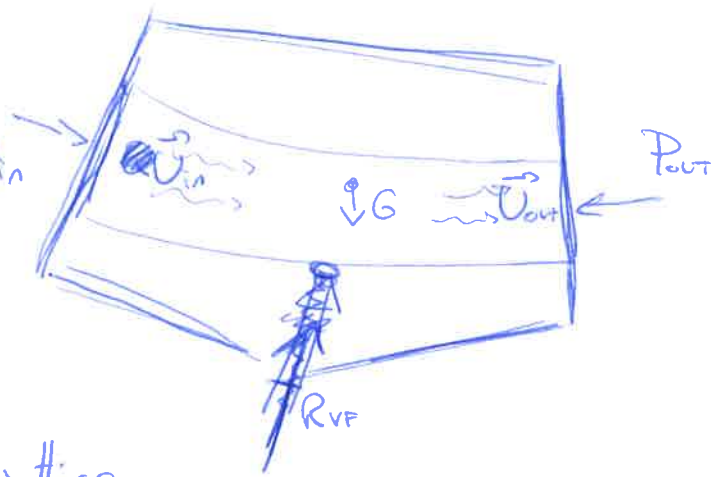
superficie libera → se il fluido non fosse sottoposto ad alcun vincolo.  
 ≡ carico idrostatico → se il fluido ha condizioni statiche ( $\vec{v} = 0$ ).  $h = z + \frac{P}{\gamma}$

La sua INCLINAZIONE, prende il nome di cadente piezometrica, rappresenta la perdita di carico idrodinamico per unità di lunghezza e per unità di peso, dipende dalla viscosità e dalla scabrezza. Sono perdite di carico se sono provocate da brusche variazioni di geometria. La piezometrica assoluta somma la pressione atmosferica alla ~~pressione~~ pressione relativa:

$$P_{ass} = P_{rel} + 10,33 \text{ m} \left[ \frac{P}{\gamma} \right]$$

## • VOLUME DI CONTROLLO

$$\vec{P}_{in} + \vec{P}_{out} + \vec{R}_{VF} + \vec{G} = \rho Q (\vec{U}_{out} - \vec{U}_{in}) \vec{P}_{in}$$



Viene scelto in base al tipo di studio che si vuole effettuare. Può essere fisso o mobile; ci si riferisce ad un'ottica lagrangiana o euleriana.

La superficie è detta CONTORNO del sistema, in cui avvengono gli scambi delle grandezze fisiche Tra il sistema e l'ambien-  
te.

## • NUMERO DI REYNOLDS

$$Re = \frac{\rho \vec{v} d}{\mu} = \frac{\vec{v} d}{\nu} \quad \text{adimensionale}$$

I valori limite di Reynolds valgono solo per una specifica geometria considerata, in cui il fluido è fatto passare sulla superficie esterna di un tubo cilindrico ad esse rettilinee, in direzione perpendicolare all'asse del tubo.

In Navier-Stokes (Bilancio della quantità di moto)

$$\rho \left( \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \vec{v} \cdot \nabla \vec{v} \right) = -\nabla p + \mu \nabla^2 \vec{v} + \rho \vec{g}$$

$$\rightsquigarrow \frac{\partial \vec{v}'}{\partial t'} + \vec{v}' \cdot \nabla \vec{v}' = -\nabla' p' + \frac{1}{Re} \nabla'^2 \vec{v}' + \vec{g}'$$

con i termini specifici di velocità e lunghezza

$$\mu = \nu \rho \quad \begin{cases} \mu = \text{coeff viscosità dinamica} \\ \rho = \text{densità} \\ \nu = \text{coeff viscosità cinematica} \end{cases}$$

# 3 ACQUEDOTTI

Complesso delle opere necessarie per prelevare, trattare, trasferire e distribuire l'acqua, quale che sia la sua destinazione. In base all'uso ha caratteristiche / elementi specifici:

- civile potabile
- civile non potabile
- agricolo o zootecnico
- produttivo
- antincendio/emergenza

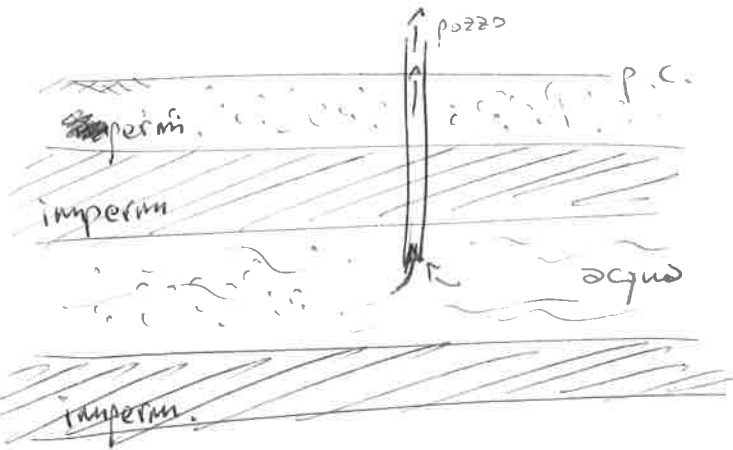
In base alle DOMANDA si ha una gestione specifica, anche nel tempo con la STAGIONALITA'.

• COMPOSIZIONE | Esistono 3 fasi: captazione, trasporto e distribuzione.

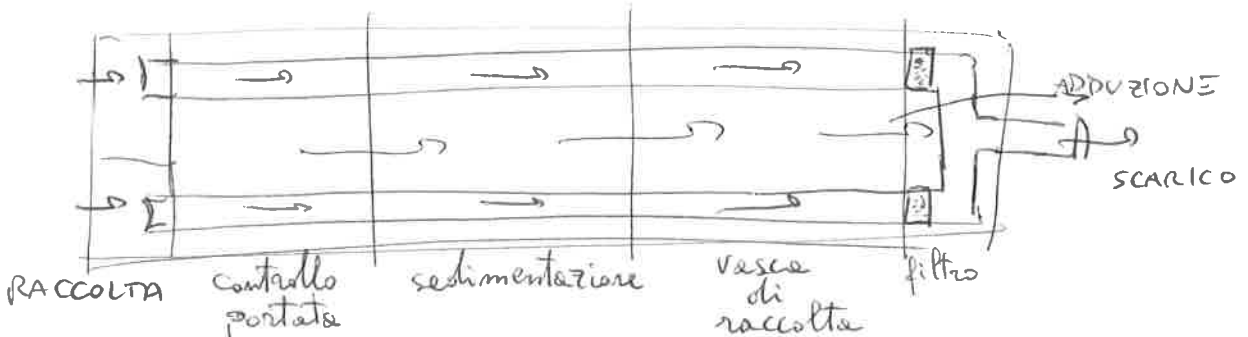
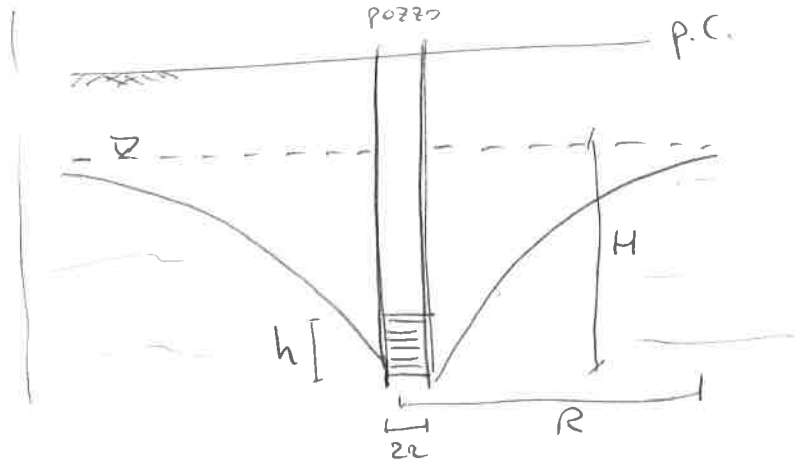
## + OPERE DI PRESA

si possono sfruttare acque superficiali in fiumi/torrenti, laghi e serbatoi, o acque sotterranee in falde artesiane o freatiche, oppure direttamente in sorgenti.

FALDA ARTESIANA in pressione



FALDA FREATICA superficie libera



Un acquifero confinato ha proprietà organolettiche migliori, essendo meno contaminato dall'ambiente esterno ed inquinanti.

## + TRATTAMENTO

Controllo dei parametri normativi di ambiti chimici, fisici e biologici, in base all'uso dell'acqua.

I passaggi sono:

- prelievamento
- coagulazione e sedimentazione (primario)
- filtrazione (secondario)
- disinfezione (finale)
- accumulo e distribuzione.

La depurazione è il sistema tecnologico che si realizza e si attiva per eliminare dai sistemi liquidi e pastosi sostanze estranee o inquinanti.

Le sostanze che devono essere rimosse durante il trattamento sono di origine naturale ~~e come ferro, manganese~~

- ferro e manganese in acqua profonda,
- idrogeno solforato in falde o aree vulcaniche,
- solfati in zone di attività termale.

o di origine antropica

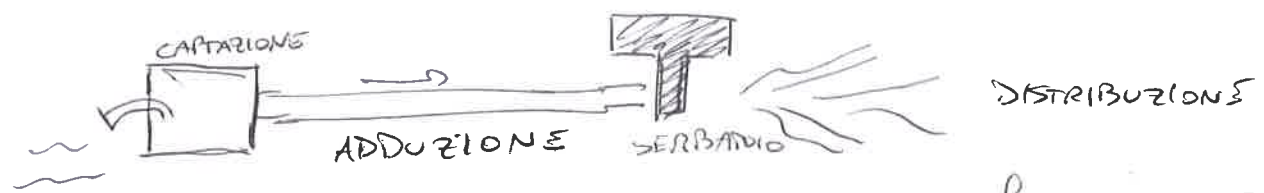
- metalli pesanti in scarichi industriali,
- idrocarburi e fitofarmaci di origine organica
- ammoniaca, nitriti, nitrati...

Le caratteristiche finali dell'acqua devono essere di idoneo sapore, colore, odore e torbidità. Inoltre, i parametri fisici devono rispettare temperatura, conducibilità elettrica e pH. Infine, i parametri chimico-biologici riguardano la durezza, la salinità, i microinquinanti, il carico organico e la vita microbiologica.



# ADDUZIONI + ADDUZIONI

Collegamento delle captazione (opere di prese) alla rete di distribuzione tramite serbatoio-



Tipologie in base al tipo di territorio da attraversare

- canale a superficie libera
- tunnel a superficie libera
- tubazione in pressione

Rappresentano un elemento essenziale per l'esercizio delle rete che alimentano, quindi devono essere rigorosamente adottate le migliori regole di progettazione, salvaguardia e ottimizzazione della costruzione ed esercizio.

Bisogna verificare la possibilità di avere alimentazioni multiple di una stessa rete ~~e~~ ~~sostituirle~~ alle condotte singole delle vere e proprie reti magliate di adduzione, che presentino molti vantaggi riguardo l'affidabilità di esercizio e le basse perdite di carico che le caratterizzano. In questo settore è essenziale esaminare la possibilità di creazione di reti unificate a servizio di aree molto estese. In alcuni casi la presenza di reti di adduzione di grandi dimensioni e con notevoli dislivelli altimetrici consente di prevedere una duplice utilizzazione del sistema aggiungendo a quelle prettamente acquedottistiche anche la funzione sussidiaria di produrre energia elettrica approfittando dei periodi di eccedenze del volume d'acqua prodotta rispetto a quello richiesto.

L'adattamento alle topografia ~~da~~ avviene tramite il sistema di pompaggio.

## + SERBATOIO

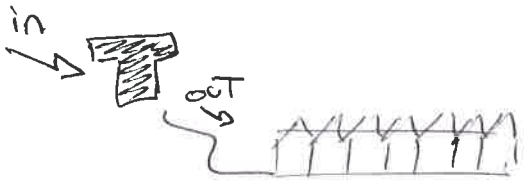
Funzione di riserva d'acque e scollegamento delle rete di adduzione con la distribuzione.

Il volume progettuale è somma dei volumi di:

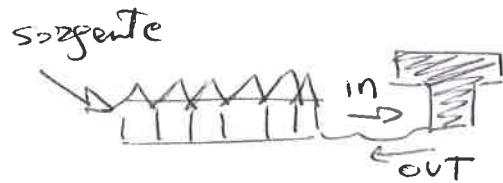
- compenso  $V_c$  dalla domanda da soddisfare,
- riserve  $V_R$  per sicurezza in caso di crisi o manutenzione,
- emergenza  $V_i$  per e' antincendio.

Sono posti vicino i centri abitati, in base alla posizione rispetto alla rete si distinguono in

ORIGINE o  
TESTATA



ESTREMITA'



In base all'ADDUZIONE

- origine o testate,
- intermedi di riserva,
- partitori,
- arrivo o di testate,
- di recupero.

In base al terreno si distinguono in

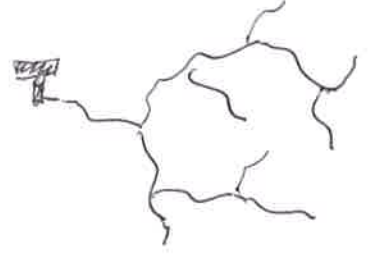
- interrati, il livello dell'acqua è sotto il piano campagna;
- seminterrati, solo il fondo è sotto il piano campagna;
- pensili, anche il fondo è sopra il piano campagna;
- in galleria, con scavo non a cielo aperto.

I serbatoi interrati e seminterrati sono in calcestruzzo armato, i pensili possono essere anche in acciaio.

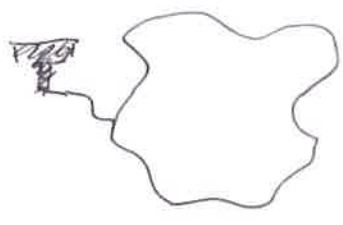
# 5 + DISTRIBUZIONI

Collegamento dal serbatoio all'utenza con collettori secondari - Posizionato in corrispondenza della rete stradale, per facilitarne la manutenzione. Deve garantire il funzionamento sia in caso di emergenza/crisi sia in caso di manutenzione - Il layout della rete può essere:

APERTO



CHIUSO



MISTO



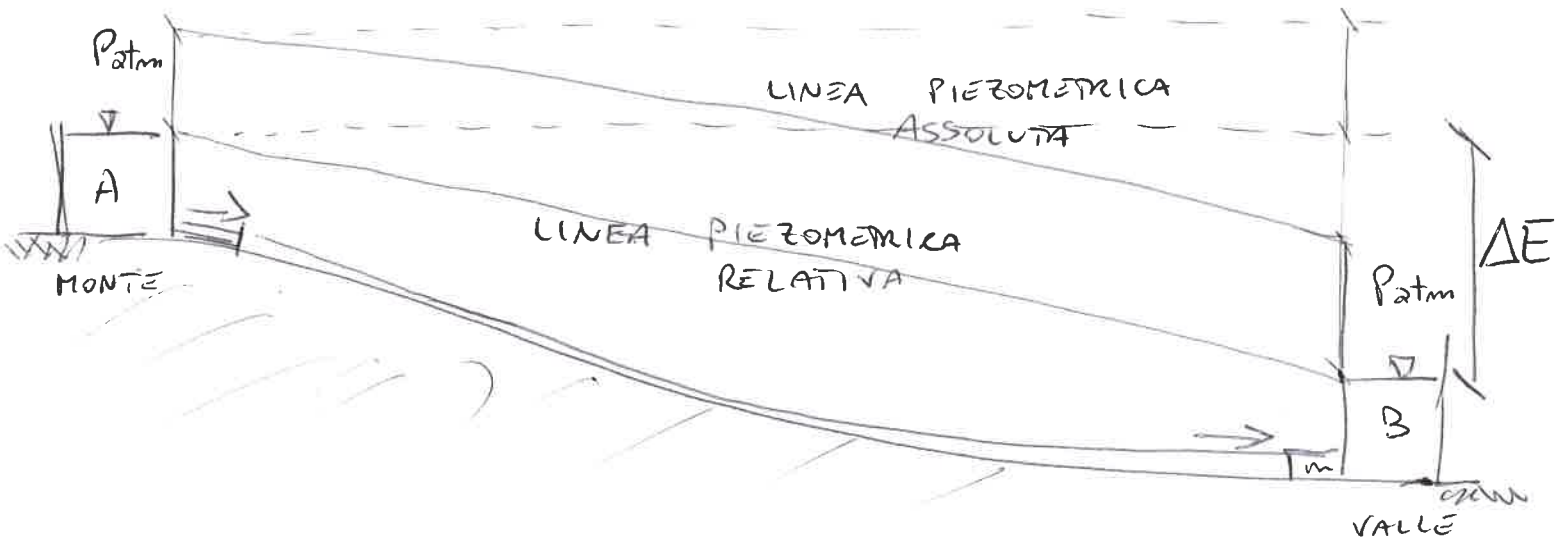
Ha dimensioni minori rispetto all'aduzione, perché portate inferiori, ma rispetta i limiti di pressione e velocità servendo le utenze in base alla domanda.

Una rete di distribuzione deve assicurare

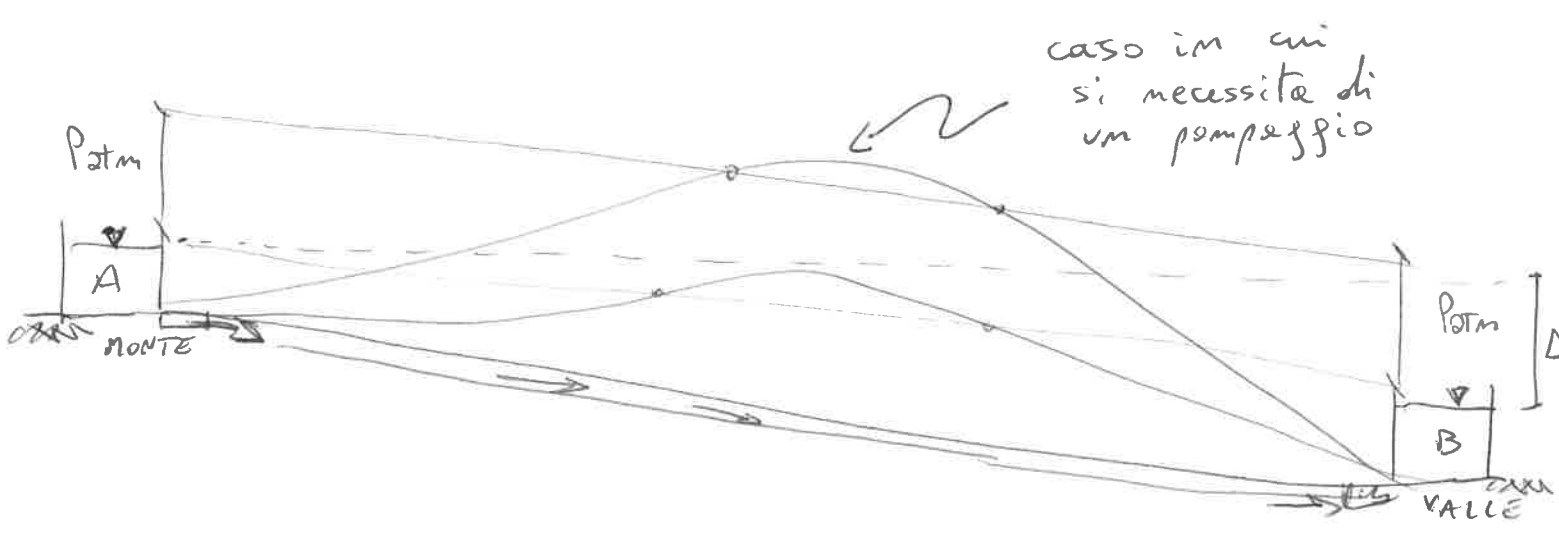
- 10 m di carico nelle ore di punta del servizio
- 70 m massimo di carico nelle ore di minimo consumo
- oscillazioni limite di 30 m del ciclo piezometrico
- 5 m almeno di carico nelle crisi di antincendio
- portate medie giornaliere anche in caso di interruzione.

## PROBLEMA DI ALTIMETRIA

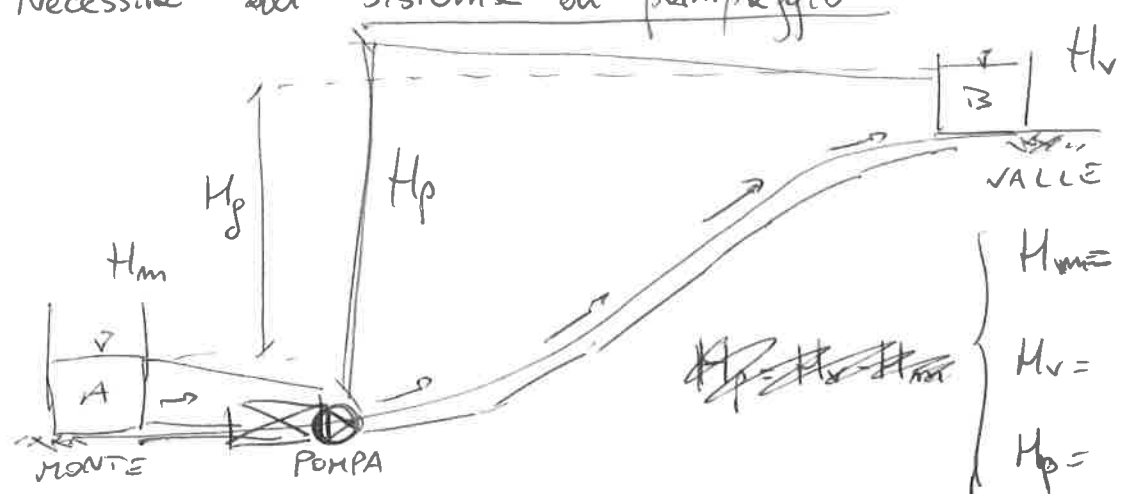
Sistemi a gravità SERBATOIO → DISTRIBUZIONE



In presenza di ostacoli data l'orografia



Necessità del sistema di pompaggio

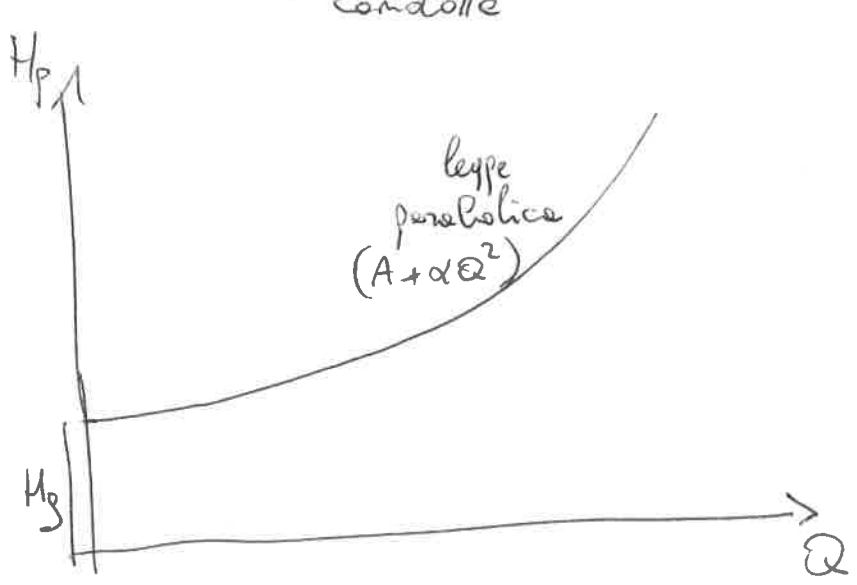


- $H_m =$  altezza di monte
- $H_v =$  altezza di valle
- $H_p =$  prevalenza pompe
- $H_g =$  altezza geodetica

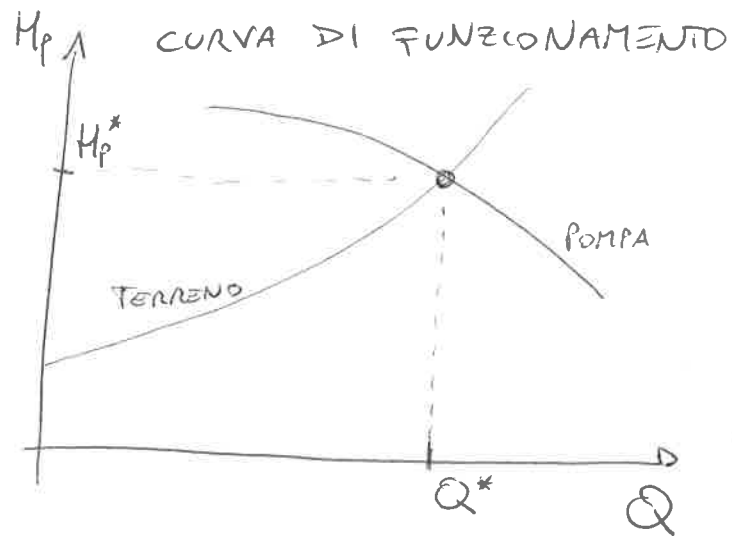
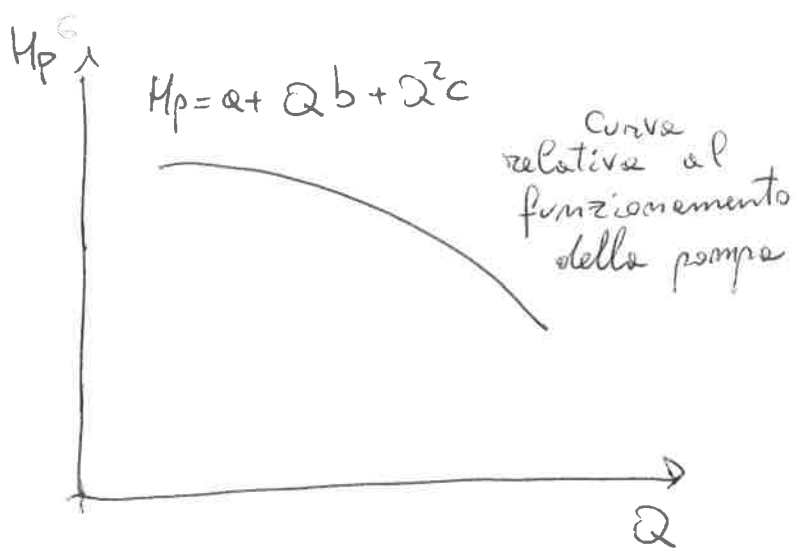
$$H_g = H_v - H_m$$

$$H_p = H_g + \underbrace{i e_1 L_1 + i e_2 L_2}_{\text{perdite in condotte}} = H_g + \alpha Q^2$$

CURVA CARATTERISTICA



Curve relative alle condizioni orografiche del terreno



Dalla curva di funzionamento si hanno  $Q^*$  e  $H_p^*$  per il progetto ottimale del sistema di pompaggio.

→ la perdita in condotta è

$$i_E = \frac{10,28 Q^2}{K_s^2 D^{5,33}} \Rightarrow \alpha = \frac{10,28 \cdot L}{K_s^2 D^{5,33}}$$

→ la potenza della pompa

$$P = \gamma Q H_p$$

↳ **NPSH** (Net Positive Suction Head)

Valutata come una pressione  $\frac{P}{\gamma}$  [m]

$$NPSH = \frac{P}{\gamma} = (H_m - \alpha \cdot Q^2) - z - \frac{Q^2}{2gA^2} + 10,33 \rightsquigarrow \text{pressione assoluta}$$

$NPSH_d$  è il ~~progetto~~ <sup>progetto</sup> ~~valutato~~, valutato all'imbocco

$$NPSH_d > NPSH_r$$

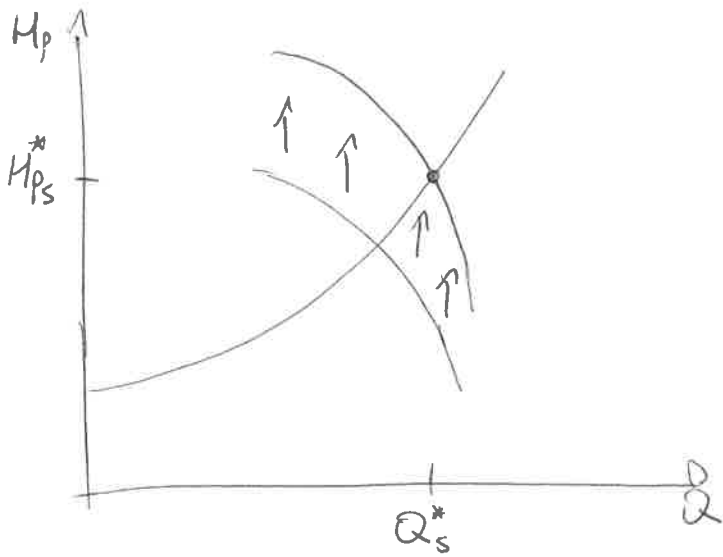
condizione per evitare la CAVITAZIONE della pompa

⇒ Modifica del sistema o della pompa, mettendole in serie o in parallelo.

Per rispettare l'NPSH:

- limitare le perdite
- spostare in basso la pompa
- spostare verso monte la pompa

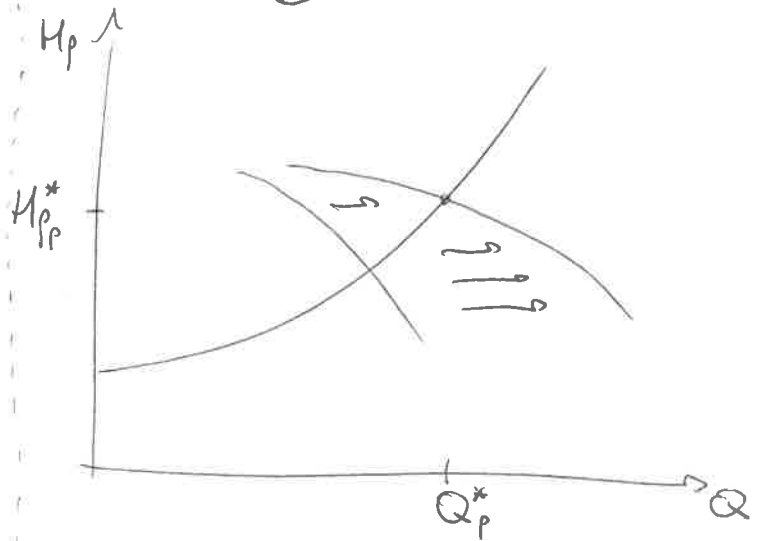
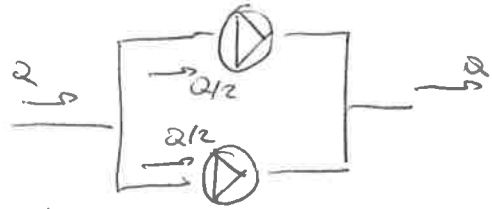
## POMPE IN SERIE



$$H_p = z(a + bQ + cQ^2)$$

aumenta la prevalenza

## POMPE IN PARALLELO



$$H_p = a + b \frac{Q}{2} + c \frac{Q^2}{4}$$

aumenta la portata

## CLASSIFICAZIONE POMPE

in base al motore

- CAMERA SECCA
- SOMMERSE

basso dislivello (+ adescamento)

alto dislivello

in base al funzionamento

- VOLUMETRICHE
- CENTRIFUGHE

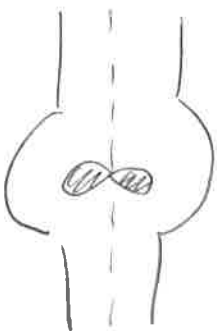
lavoro con variazione di volume (pistone)

effetto corpo rotante (girante)

ASSIALI

RADIALI

SEMIASSIALI



NPSH è la prevalenza netta di aspirazione positiva, cioè la differenza di pressione in un punto di un generico circuito idraulico e la tensione di vapore del liquido nello stesso punto. Dipende dai parametri caratteristici dell'impianto, cioè dall'istallazione della pompa.

NPSH<sub>R</sub> (richiesto) è detto anche DEPRESSIONE DINAMICA TOTALE, ~~NPSH~~ è il minimo con cui la pompa può lavorare senza che ci sia cavitazione.

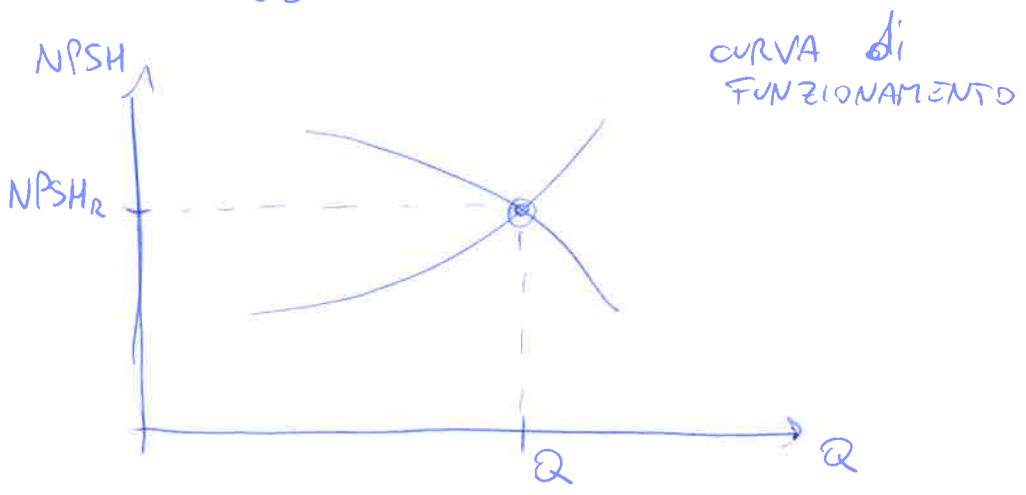
NPSH<sub>d</sub> è calcolato all'ingresso (bocca di aspirazione) della pompa. Sono grandezze diverse ma per evitare cavità = zione:  $NPSH_d > NPSH_R$

Il richiesto è caratteristica fornita dal costruttore in base alla potenza, rendimento e prevalenza.

È necessario tenere conto dell'NPSH al fine di determinare l'altezza massima dalla quale la pompa può aspirare, senza trascurare le perdite di carico in condotta.

Per una pompa che lavora in aspirazione, dalle curve NPSH<sub>R(Q)</sub>-Q si determina il valore di NPSH<sub>R</sub> e la massima altezza:

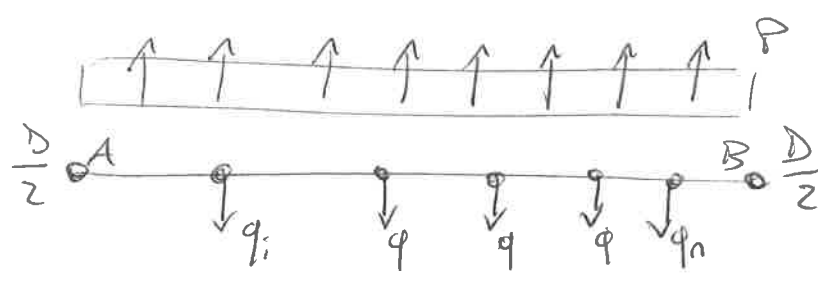
$$H = \frac{P_o - P_v}{\rho g} - \gamma_{asp} - NPSH_R$$



La PROGETTAZIONE del sistema acquedottistico si basa sulle equazioni stazionarie in moto uniforme, con le domande alle estremità note.

→ Domanda definita uniforme su tutta la condotta

$$P = \frac{D_{TOT}}{L}$$



$$D_{TOT} = \sum_i q_i$$

Lungo il tratto AB si hanno anche delle PERDITE distribuite ( $\Delta H$ ) del carico  $\Delta H = H_A - H_B$

$$\Delta H = z_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} - z_B - \frac{P_B}{\gamma} - \frac{V_B^2}{2g} \rightsquigarrow \int_0^L r Q^2(x) dx$$

(con  $r = \frac{1}{28\pi^2 D^5}$ )

Quindi  $\Delta H = r(Q_A^2 L + P^2 \frac{L^3}{3} - Q_A P L^2)$

→ trascurabile sulle scale globali  $\Rightarrow$

$$Q_{eq} = \frac{Q}{\sqrt{3}}$$

PORTATA EQUIVALENTE

$\Rightarrow$  Il progetto richiede la conoscenza della dotazione e le portate richieste.

• PORTATA DI BASE MEDIA

$$\bar{Q} = \frac{dot \cdot N_{obit}}{86400} \quad \left[ \frac{L}{sec} \right]$$

• PORTATA GIORNALIERA MASSIMA

$$Q_{g_{max}} = \bar{Q} \cdot P_g \quad (\text{rete di adduzione})$$

• PORTATA ORARIA MASSIMA

$$Q_{h_{max}} = \bar{Q} \cdot P_g \cdot P_h = Q_{g_{max}} \cdot P_h \quad (\text{rete di distribuzione})$$



$\rho_s$  e  $\rho_n \rightarrow$  coefficienti massimi consumi di punta  
 [ città piccole valore alto  $\rightarrow \approx 1,5$  (alta variabilità)  
 città grande valore basso  $\rightarrow$  (bassa variabilità)

vincoli per la progettazione  $\rightarrow$ 

- planimetria
- altimetria
- disponibilità

scelte progettuali  $\rightarrow$ 

- layout condotte
- diametri
- lunghezze
- scabrezza (materiale)
- opere eventuali

Verifiche di PRESSIONE e VELOCITÀ  $\rightarrow$ 

- ora massimi consumi
- ora minimi consumi
- antincendio/emergenze

Per i nod si segue la legge di conservazione di massa, nelle condotte si segue la conservazione delle quantità di moto (energia).

DIMENSIONAMENTO RETE: passaggi principali:

1. calcolo portate univoche per rete aperta,
2. individuare punto più sfavorevole,
3. calcolo cadente piezometrica più sfavorevole,
4. calcolo diametri teorici con cadente unitaria,
5. passaggio al diametro commerciale,
6. calcolo in ogni punto  $h$  e pressioni,
7. verifica pressione e velocità.

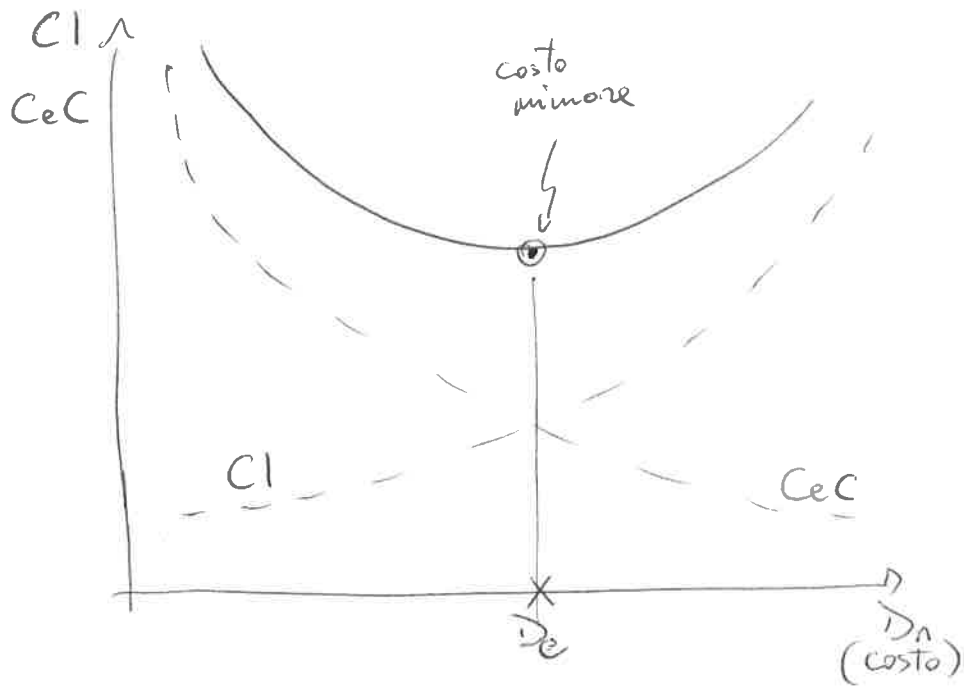
La DOMANDA IDRICA è somma dei termini

- consumi domestici
- consumi collettivi
- perdite

CURVA DI RELAZIONE  
perdite / costi

CI = costo impianto  
(aumenta con  $D_n$ )

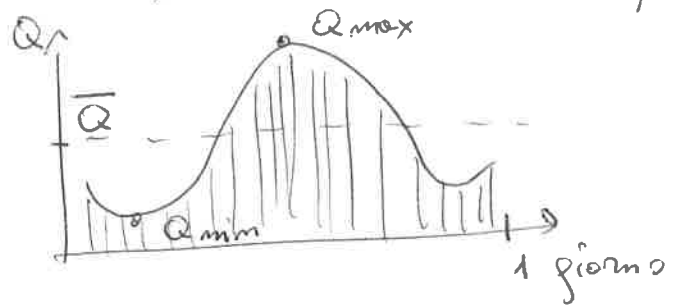
CeC = costo esercizio  
(diminuisce con  $D_n$ )



Δ si valuta la popolazione in abitanti equivalenti

La dotazione idrica è il rapporto tra il volume del serbatoio (d'acqua) e la popolazione, in un dato tempo.

dotazione giornaliera →  $\frac{L}{24 \cdot 365}$



Definizione di SISTEMA ACQUEDOTTISTICO IDROPOTABILE:  
Sistemi di acquedotti e serbatoi capace di garantire la distribuzione di acqua potabile ed utilizzabile a tutti gli utenti, con caratteristiche qualitative e pressioni adeguate.

Trattamenti chimico-fisici per portare l'acqua allo stato idropotabile; disinfezione con OZONIZZAZIONE, CLORAZIONE o RAGGI UV.

3  
QUALITÀ DELL'ACQUA → in base all'uso a cui è

Determina il benessere di una <sup>destinata</sup> comunità -

L'elemento principale dell'opera di presa è il FILTRO.

Dal Ministero della Salute:

L'acqua deve essere conforme ad una serie di parametri microbiologici (DL 31/2001) e chimici, nonché parametri indicatori non direttamente correlabili a rischi per la salute, ma indicatori di modifiche della qualità delle acque.

I parametri individuati includono quelli delle Direttive 88/33/CE, con stessi valori o più stringenti. Inoltre, per garantire un più elevato grado di Tutela della salute, sono stati inseriti parametri stabiliti in base al principio della sussidiarietà, che tengono conto delle caratteristiche <sup>delle</sup> risorse idriche e dei sistemi idropotabili del territorio nazionale. Questi riguardano il sennodio e ~~gli~~ cloriti tra i parametri chimici di valenza sanitaria, il disinfettante residuo e la durezza, inseriti tra gli indicatori.

→ I parametri della direttiva sono basati sulle conoscenze scientifiche disponibili, con principio di precauzione, al fine di garantire che le acque possano essere utilizzate e consumate in condizioni di sicurezza. Questi parametri si fondano sugli orientamenti stabiliti dall'Organizzazione mondiale della Sanità (WHO).

La POTABILIZZAZIONE è un processo chimico-fisico che consiste nella rimozione delle sostanze contaminanti dell'acqua grezza per ottenere un'acqua idonea al normale consumo domestico, per l'irrigazione dei campi o per usi industriali.

Per le acque di mare si interviene con la DISSALAZIONE, la depurazione si attua con il passaggio delle acque grezze attraverso gli impianti di rimozione del materiale organico e inorganico. I metodi possono essere di natura fisica, chimico-fisica e biologica in funzione del tipo di sostanze da eliminare dall'acqua grezza in ingresso all'impianto. Le sostanze che devono essere rimosse durante il trattamento di potabilizzazione possono essere di origine naturale e antropica.

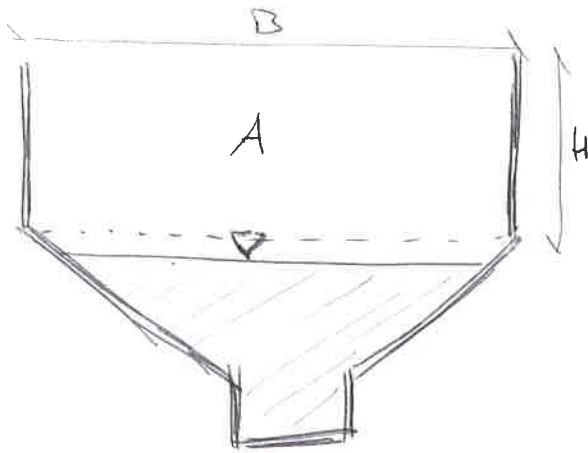
- Le acque grezze contengono diversi tipi di sostanze di natura organica ed inorganica:
  - SOLIDI GROSSOLANI, sedimentabili e non sedimentabili;
  - SOLIDI SOSPESI, sedimentabili e non sedimentabili;
  - SOLIDI FILTRABILI, sostanze colloidali e disciolte o solute.

I trattamenti sono classificati

- fisici semplici,
- fisici e chimici normali e spinti,
- affinazione,
- disinfezione.

SEDIMENTAZIONE: Trattamento fisico semplice, per solidi sospesi sedimentabili e quelli grossolani non sedimentabili.

VASCA DI SEDIMENTAZIONE



$$A = \frac{Q}{u} = BH$$

Forza di Drag  $\rightarrow$  dalla velocità di caduta della particella

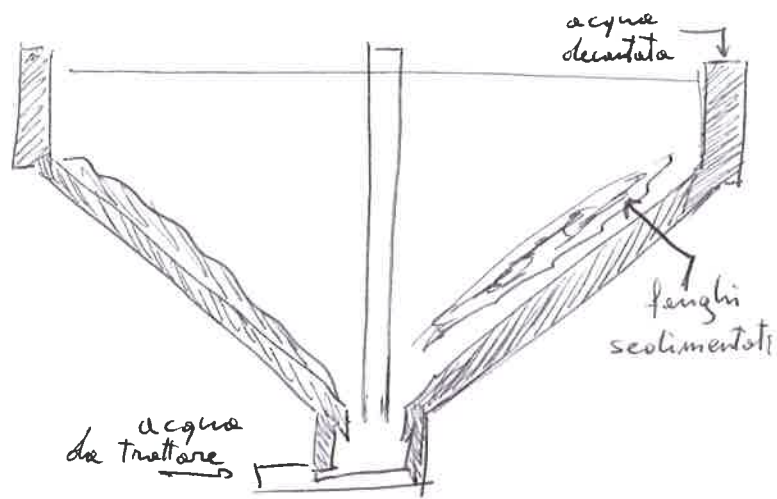
$$F_d = C_d \cdot A_{corpo} \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2}$$

$$C_d = \frac{24}{Re} \quad \text{coeff di Drag}$$

Il dimensionamento impone  
Tempo di caduta < tempo di percorrenza  
 $\left( \frac{H}{w_s} < \frac{L}{u} \right)$

$\rightarrow$  Quindi  $L \geq \frac{u}{w_s} H$   
lunghezza minima

VASCA DI DECANTAZIONE A FLUSSO VERTICALE



La sedimentazione primaria sfrutta la GRAVITA' per eliminare ~~particelle~~ dell'acqua i solidi sedimentabili prevalentemente di natura inorganica (dissabbiamento). È adottata come pretrattamento fisico limitatamente alle acque con elevata torbidità e/o con silice in sospensione. La funzionalità del dissabbiamento è legata alla capacità di consentire la sedimentazione dei materiali inerti di diametro superiore a certi valori (0,2 ÷ 0,5mm), per non intasare tubazioni e canali e non abradere le pompe. Con il dissabbiamento si raggiunge l'obiettivo di eliminare il 70% dei solidi sospesi e di migliorare la qualità dell'acqua da inviare ai trattamenti successivi.

La velocità delle particelle è regolata in prima approssimazione dalla legge di Stokes, valida rigorosamente per particelle di forma sferica immerse in un liquido in quiete e a temperatura costante il cui moto verso il basso non è influenzato né dalla presenza di altre particelle né dalle pareti del contenitore.

La sedimentazione è realizzata nei DEkantatori, con moto laminare dell'acqua possibile per un tempo sufficiente a consentire la sedimentazione delle particelle più pesanti.

- A flusso orizzontale (dissabliatori e canale), costituite da una o più vasche in parallelo a sezione rettangolare molto allungate;

- A flusso verticale (flusso ascensionale), a sezione circolare, con ingresso di acqua centrale dall'alto.

Il materiale sedimentato viene convogliato verso la tremoggia ricevuta sul fondo della vasca, mediante raccoglitori meccanici che spazzano il fondo stesso, e da qui pompato alla linea trattamento fanghi. Le dimensioni delle vasche dipendono dal tempo di detenzione il quale è funzione delle caratteristiche dei solidi sedimentabili presenti nelle acque grezze e del tipo di decantatore prescelto. Il tempo di detenzione può variare da 4-8 ore.

# ANALISI dei CARICHI



# STIMA DELLA POPOLAZIONE

Progetto di un nuovo impianto, o ~~es~~ modernizzazione di uno esistente, necessita le conoscenze della popolazione servita in futuro.

→ Statistica demografica di evoluzione

La dotazione idrica  $D$  è un parametro fondamentale valutato ~~esse~~ con formule empiriche in funzione al centro abitato, il consumo collettivo ed il tenore di vita

$$D \begin{cases} = \alpha P^\beta = 200 P^{0,125} & \text{USA} \\ = a + b \log_{10}(P) & \text{ITALIA} \end{cases}$$

Lo In base agli abitanti si ha un valore minimo legislativo da 80 a 1300  $\frac{L}{2b \cdot 98}$

STORIA: durante le guerre  $D$  basso, cresciuto con l'evoluzione demografica in Italia; attualmente si ha ottimizzazione della rete e riduzione dei costi, quindi  $D$  contenuto in riduzione.

FORMULA dell'INTERESSE COMPOSTO

$$P_n = P_0 (1+r)^n$$

popolazione all'anno "n" con un tasso di crescita "r".

Ma la società attuale tende a rimanere costante per saturazione, quindi "r" decresce nel tempo.



CURVA LOGISTICA

$$\begin{cases} P = \frac{P_\infty}{1 + a e^{-bt}} \\ \frac{P}{P_\infty} = \frac{\alpha}{1 + a e^{-bt}} \end{cases}$$

Il dato fondamentale è  $P_{00}$ , cioè la popolazione stimata per la vita dell'opera a lungo termine;  $a$  e  $b$  sono coefficienti di interpolazione dati per la storia passata.

→ Confinazione più sventaggiosa con massimo numero di abitanti e progetto nell'ora/giorno dei massimi consumi (p coeff. di punta).


Per migliorare l'**AFFIDABILITÀ** bisogna usare una rete chiusa o sistemi reticolari di distribuzione; nell'aduzione meglio un sistema duale per sicurezza in caso di crisi o manutenzione.

• INSERIMENTO di **MANUFATTI** per ottimizzare le pressioni e le velocità.

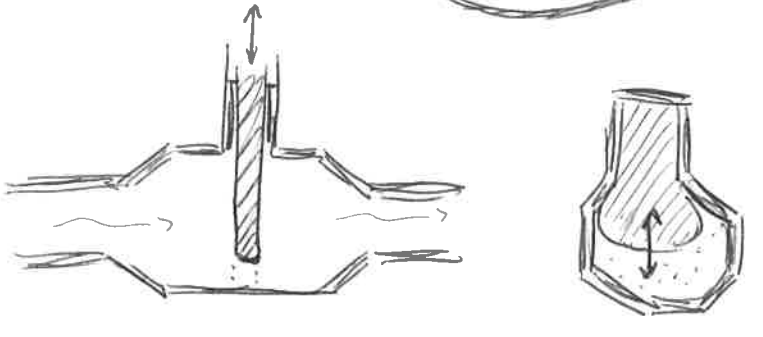
RIDUTTORE di pressione { distribuzione a più rami  
distribuzione su ramo principale  
riduzione per reti secondarie

- VALVOLE riducono il flusso parzialmente  
- SARACINESCHE bloccano il flusso completamente

- Valvole di integno { a fuso  
e pelle



- Saracinesca (APERTA o CHIUSA)  
corpo piatto o sfenco





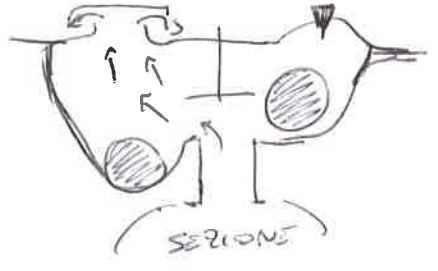
Per la fuoriuscita di aria/gas e liquido si usano

SFIATI  
gas



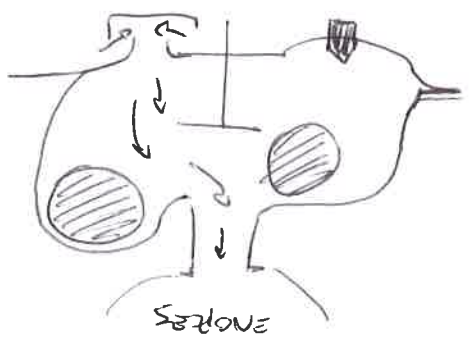
Fasi di sfiato con galleggianti

1. RIEMPIMENTO CONDOTTA

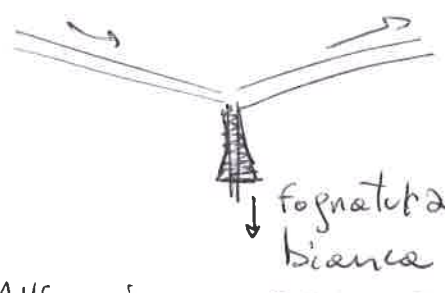


2. DEGASAGGIO IN ESERCIZIO

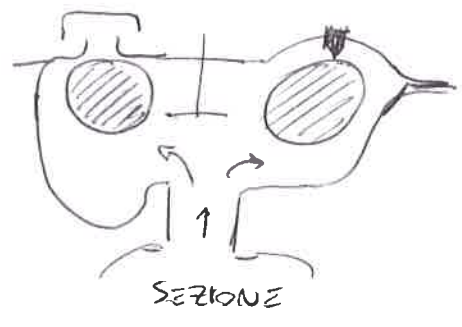
3. INGRESSO ARIA CONDOTTA



SCARICHI  
liquidi

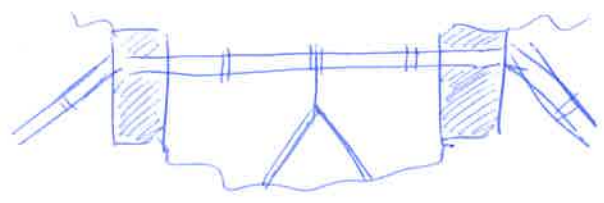
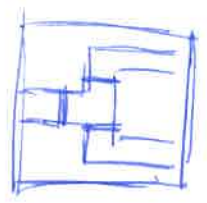
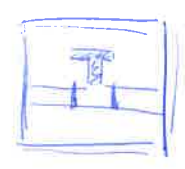


Attivazione con serramaniglie per manutenzione

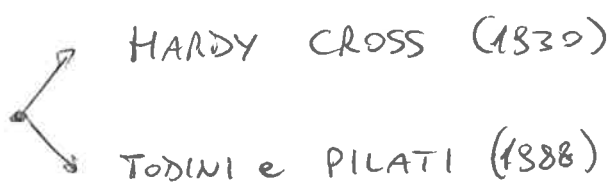


Le opere lungo linea dell'adduttrice esterne sono:

- pozzetti di [ scarico sfiato / manovra ] libero forato
- partitone [ in pressione / a pelo libero ]
- attraversamento [ fluviale in subalveo / aereo ]



METODI di Calcolo per maglie chiuse

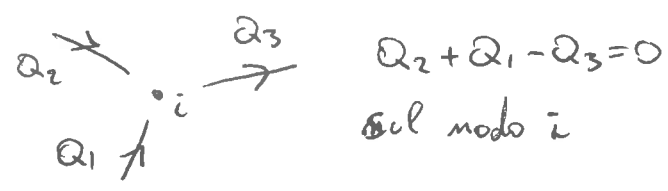


Progettazione della rete di condotte principale e secondarie, la distribuzione si valuta solo per verifica.

$$H_1 = z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} = H_2$$

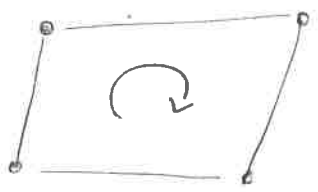
• Metodi numerici per la verifica

$$\begin{cases} \Delta h_k = R_k Q_k |Q_k| & \text{eq. energie} \\ \sum_k^n Q_k - q_i = 0 & \text{eq. continuita'} \end{cases}$$



+ HARDY CROSS

maglie chiuse



linearizzazione:  $\sum_k R_k |Q_k^f + \Delta Q| (Q_k^f + \Delta Q) = 0$   
con serie di Taylor

$$\Rightarrow \Delta Q = - \frac{\sum_k R_k Q_k^f |Q_k^f|}{2 \sum_k R_k |Q_k^f|}$$

+ TODINI e PILATI

Per condotte in pressione, anche reti aperte.

Forma matriciale di equazione di energie con condizioni al contorno del bilancio di massa.

$$\begin{cases} \Delta h(Q_k^{f+1}) = \Delta h^f + (Q_k^{f+1} - Q_k^f) \frac{\partial \Delta h^f}{\partial Q_k^f} \\ Q_k^{f+1} = (\Delta h^{f+1} - \Delta h^f) \frac{\partial Q_k^f}{\partial \Delta h^f} + Q_k^f \end{cases}$$

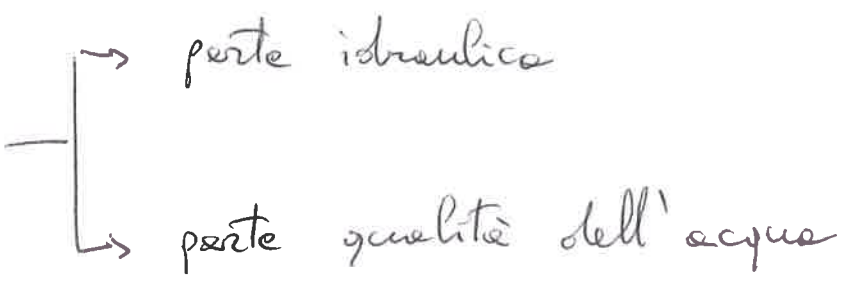
$$\text{matrice } A \rightarrow \frac{R_k Q_k^f |Q_k^f|}{2 R_k |Q_k^f|} = \frac{Q_k^f}{2} = b_k$$

$$\text{Quindi } Q_k^{f+1} = \Delta h^{f+1} a_k - b_k + Q_k^f$$

Iterazione fino a tolleranza  $\sum_n |Q_k^f - Q_k^{f+1}| < \epsilon$

# 13 Software EPANET per la Verifica delle condotte progettate.

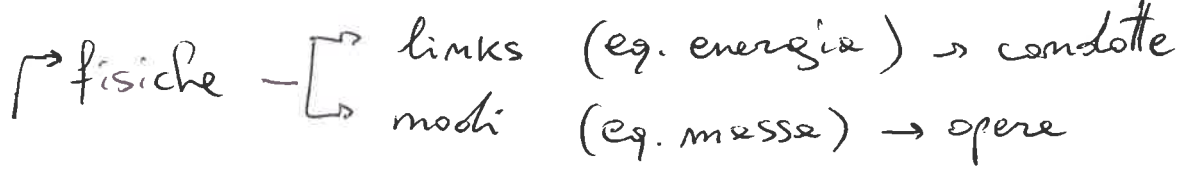
Simulazione temporale  
reti idrauliche in  
pressione



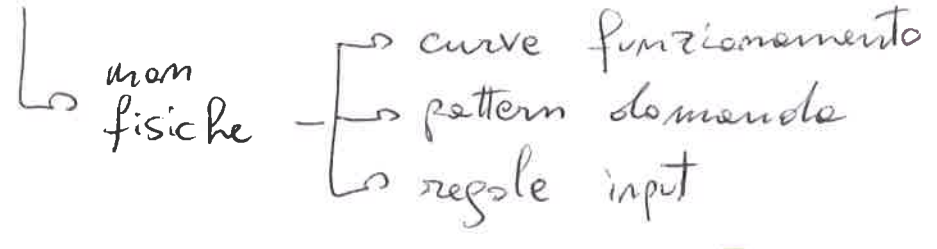
geometrie, componenti,  
settaggio parametri



portate  
pressioni  
(nel tempo)



## COMPONENTI



## CONSENTE

- creazione di links e modi
- zoom delle rete
- georeferenziazione automatica
- tramite il DEM, assegna la quota al nodo
- assegna l'altezza  $\Delta z$  rispetto al livello suolo
- la lunghezza è in 3D
- assegna la scabrezza del materiale.

## CAPACITÀ

- spazio infinito sul pieno
- uso delle formule H-W, D-W o C-M.
- veri modelli di valvole e serbatoi, rusche
- dimensione definite dei serbatoi
- considera domande multiple da pattern
- relazione flusso-pressione da emissione.

CRITERI normativi per rispetto della qualità dell'acqua e VINCOLI di pressione e velocità.

### • In ADDUZIONE

La pressione massima si pone a  $P_N 10$  nelle tubazioni, quindi una colonna d'acqua di 80m ( $= \frac{P}{\rho g}$ ), ~~è~~ in ~~la~~ base ai costi d'impianto e alla dimensione del condotto. Il minimo valore è 5m di colonna d'acqua, per garantire il servizio nelle ore di maggior consumo. Il riferimento è sul pieno campagna, anche se il tubo si pone a circa 1,5m di profondità.

La velocità deve essere tale da evitare il ristagno dell'acqua e ~~non~~ permettere la resistenza delle tubazioni evitando l'usura per tensione alle pareti. Quindi si pone un range  $0,5 \text{ m/s} < V < 2,5 \text{ m/s}$ .

### • In DISTRIBUZIONE

Bisogna garantire il servizio in tutte le utenze, fino al III piano senza pompaggio, quindi almeno 20m del pieno campagna - la massima è posta a 80m per non danneggiare le tubature private. Per pressioni molto alte si utilizzano dissipatori o valvole.

Bisogna controllare anche ~~il~~ l'escursione tra massimo e minimo, ~~massimo~~ entro i ~~valori~~ 20m circa, per non creare stress eccessivo.

	$P$ (m)	$V$ (m/s)
max	80 m	2,5 m/s
min	5 m ÷ 20 m	0,5 m/s

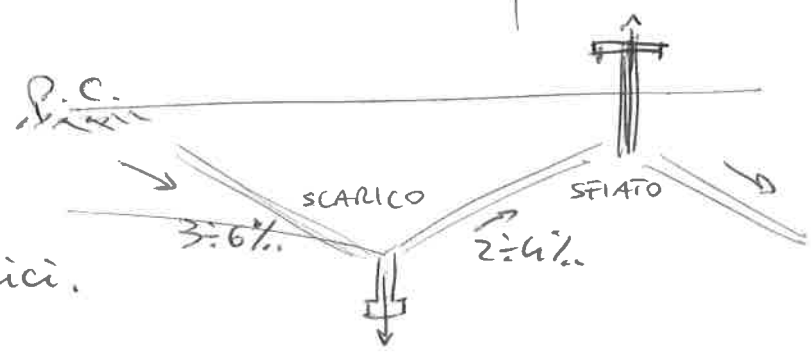
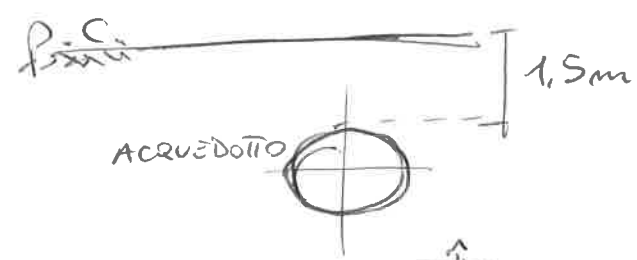
VINCOLI AMBIENTALI

PLANIMETRICI  
Passaggio lungo la viabilità stradale per proprietà pubblica e manutenzione.

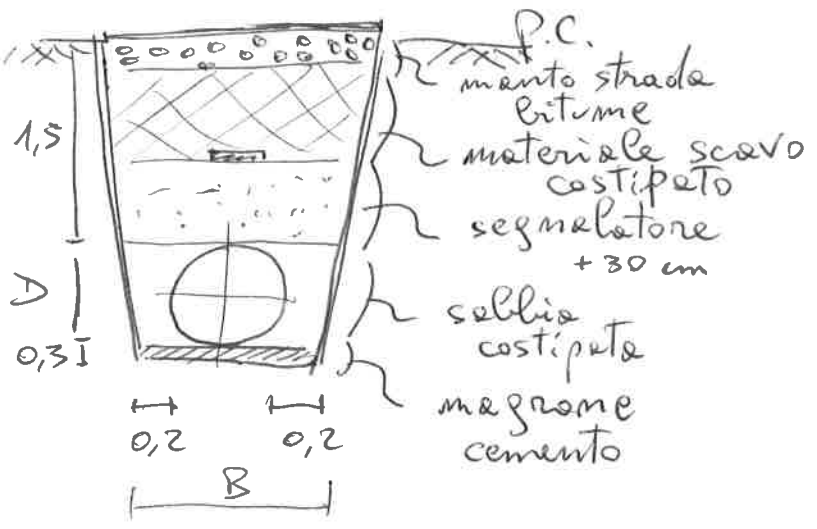
ALTIMETRICI  
Nel pelo libero bisogna dare l'inclinazione sufficiente; passaggi con sifone e scavi o tubazione in pressione -

Acquedotto posto a 1,5m dal manto stradale, sopra le fognature (almeno 30 cm).

L'andamento altimetrico permette l'inserimento di sfiati e scarichi in pozzi, con valvole regolatrici.



• SCAVO di POSA IN OPERA



Ai lati si pongono pannello o sbadacchiature, per reggere le pareti in pressione.

Piano di posa  
 $B = 0,1 D_{est} + 0,1 \geq 0,15m$

# SERBATOIO

Tra adduzione e distribuzione

$$V_{\text{totale}} = V_{\text{Compenso}} + V_{\text{riserva}} + V_{\text{antiincendio}}$$

SCOPI ← compensare portate in uscita  
 pressione rete costante  
 disconnessione idraulica

$V_R$ : VOLUME di RISERVA =  $(1 - \frac{1}{8}) Q_{d_{\text{max}}} \frac{86400}{1000} \text{ [m}^3\text{]}$

È una frazione della portata nel giorno di massimo consumo, in base alla grandezza dell'area da servire.

$V_i$ : VOLUME ANTIINCENDIO

formule empiriche in base alla grandezza del centro abitato e al livello di rischio.

	IDRANTI	PORTATA IDR.	PRESSIONE	TEMPO
LIV. 1 =	2	2 L/S	2 bar	2 min
LIV. 2 =	4	5 L/S	4 bar	60 min
LIV. 3 =	6	5 L/S	4 bar	120 min

Volume  $\left\{ \begin{array}{l} \text{piccolo centro} < 3000 \text{ ab} = N_i \cdot q_i \cdot t_i \frac{3600}{1000} \text{ [m}^3\text{]} \\ \text{grande centro} > 3000 \text{ ab} = 108 \sqrt{\frac{N_{\text{ab}} \cdot 1000}{1000}} \text{ [m}^3\text{]} \end{array} \right.$

$V_c$ : VOLUME di COMPENSO

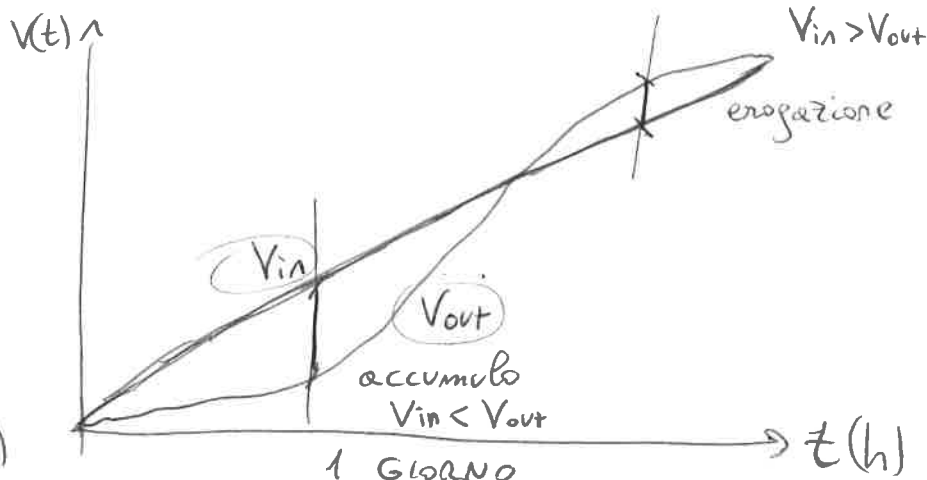
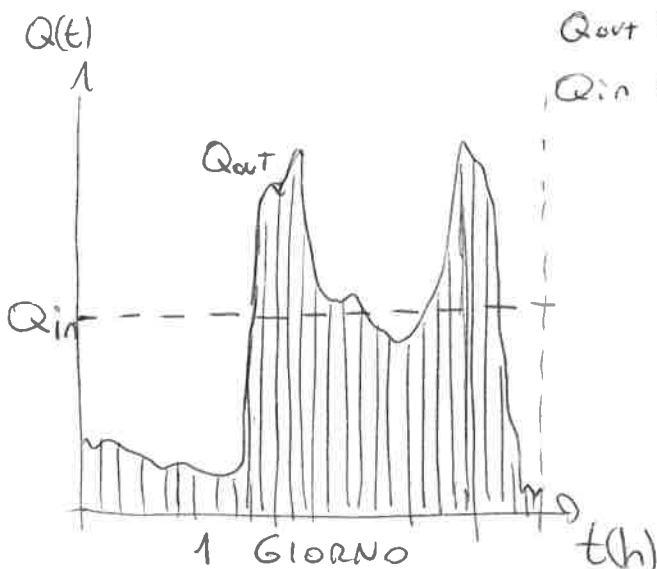
Studio del pattern di richieste per garantire l'approvvigionamento durante un tempo.

Bilancio di massa

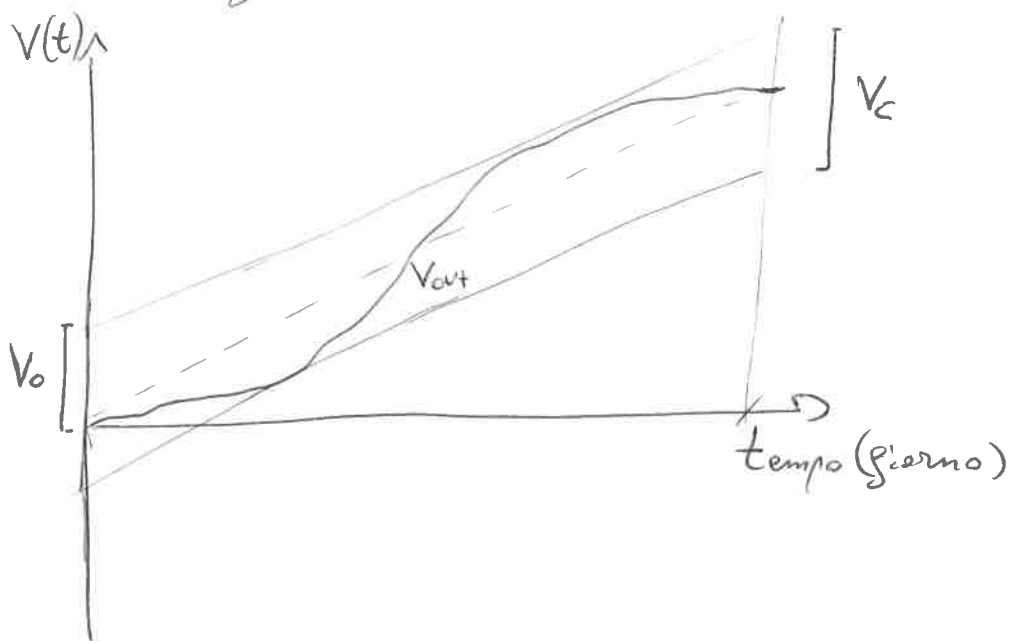
$$\int_0^{t'} (Q_{\text{in}}(t) - Q_{\text{out}}(t)) dt = V_c(t_0) - V_c(t') = \Delta V_c(t')$$

$Q_{\text{out}} \equiv$  pattern popolazione

$Q_{\text{in}} =$  fissato, circa la media

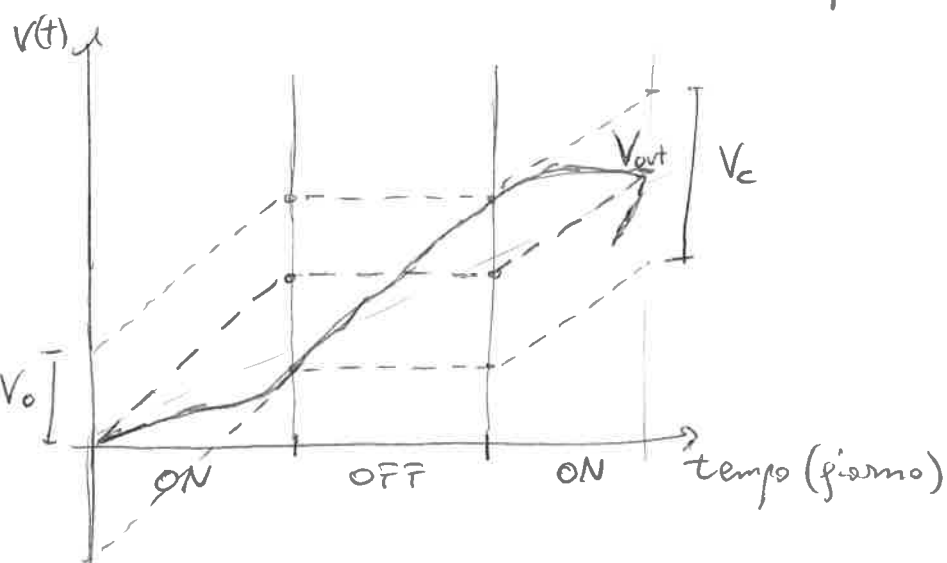


# Calcolo grafico del volume di compenso.



$V_c =$  volume di compenso  
 $V_0 =$  volume iniziale

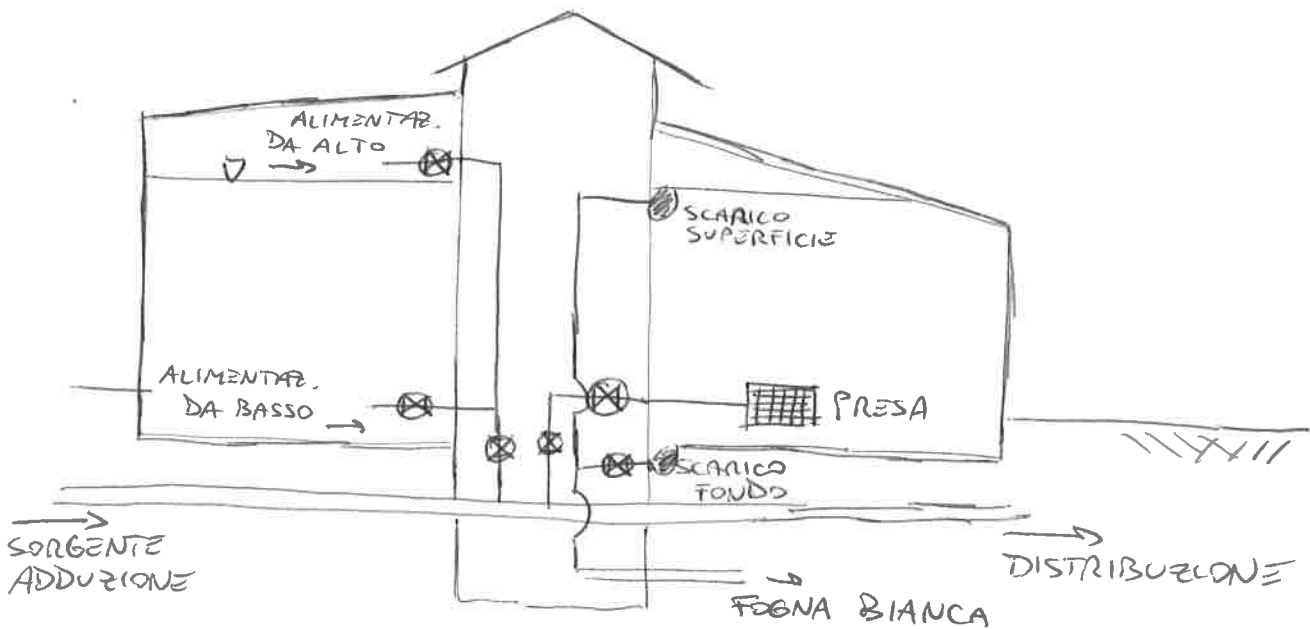
Con funzionamento in un tempo definito nelle giornate



Sistema di pompaggio (ON) con tempo di chiusura (OFF), permette di ottimizzare le risorse accumulate e le dimensioni del serbatoio.

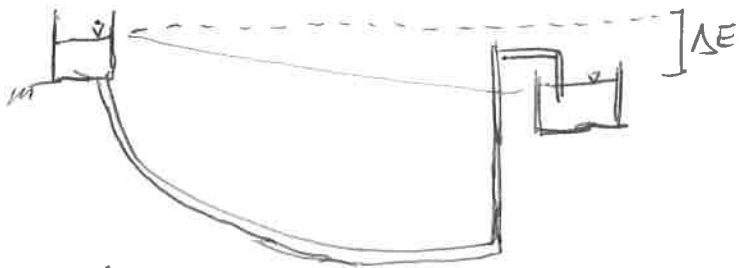
SCHEMA SERBATOIO (di Testata)

→ Circuito idraulico



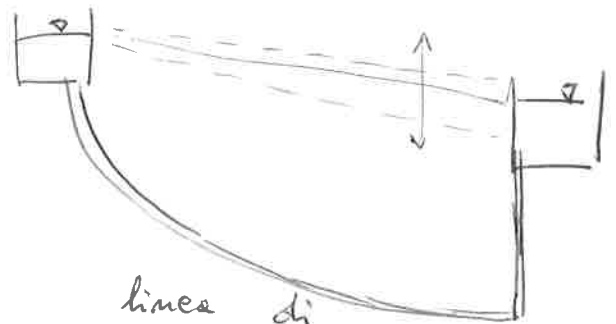
Per serbatoi con regolazione temporale maggiore di un giorno (plurigiornaliero) si hanno volumi di compenso maggiori. Il sistema con più addorziamenti è più affidabile e necessita di volumi inferiori.

CARICO DALL'ALTO



linea di energia fissata

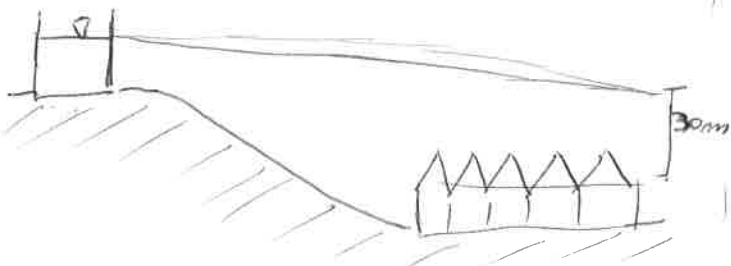
CARICO DAL BASSO



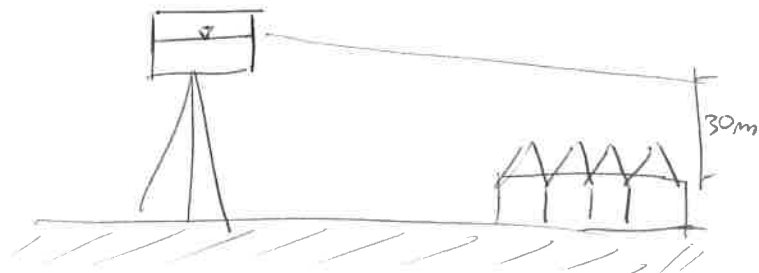
linea di energia varia

Il serbatoio non deve essere internamente illuminato né a contatto con l'esterno, per evitare contaminazioni.

SERBATOIO DI TESTATA

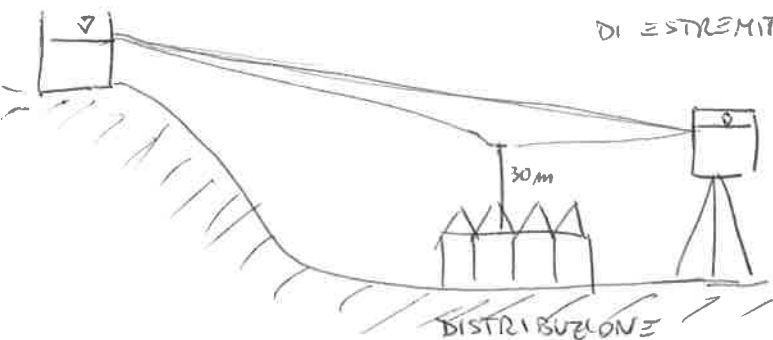


SERBATOIO PENSILE



Il serbatoio pensile non necessita di pompaggio e gode di facile manutenzione. Ma è necessaria la coibentazione, a differenza di quello interrato, naturalmente isolato.

SERBATOIO DI TESTATA



SERBATOIO DI ESTREMITÀ

Uso per non stressare le tubature riducendo le pressioni, oppure per compensare una carenza.

Il serbatoio d'estremità si riempie la notte e scarica di giorno.

In testata si possono porre dei TORRINI PIEZOMETRICI, forniti dal sistema di pompaggio a monte.



In un'opera di presa, la zona di tutela assoluta ha un'estensione di 10m minimo: recintate, provvista di rete di drenaggio ed edificate esclusivamente all'opera. La zona di tutela rispetto è di 200m, vietate attività con contaminazione dell'acqua. Le categorie ~~di~~ sorgenti sono: deflusso semplice, di emergenza, di versamento, di trabocco, artesiana e ascendente per pressione di gas.

La composizione dei sistemi è molto varia, dipende dalla portata, della distanza, delle caratteristiche topografiche, geologiche e geotecniche del territorio. L'esercizio è affidato al Gestore unico che governa, con fognatura e depurazione, l'intero ciclo dell'acqua, con mezzi tecnici, amministrativi e finanziari proporzionati all'importanza delle rete e degli impianti.

I due modi di distribuzione, regolato dalla domanda e regolato dalla fonte, sono ricordati tenendo conto dalle variabilità temporali, rispetto agli afflussi, con piccolissime variazioni della portata media. Il ricordo è governato nel serbatoio, la capacità del quale garantisce il variabile fabbisogno dell'utenza, erogando o immaginando portata in funzione del pattern. Per i materiali usati per la fabbricazione di tubazioni, giunti e pezzi speciali deve essere verificata la compatibilità con l'uso potabile delle acque secondo la normativa. I requisiti principali che debbono possedere le condotte d'acquedotto, riguardano anche le tecniche di fabbricazione e i metodi di posa.

Le disposizioni che completano le rete rendendole gestibile si distinguono in organi e manufatti ricorrenti e particolari: Vari tipi di valvole e sarracinesche, prese di carico, sfiati e

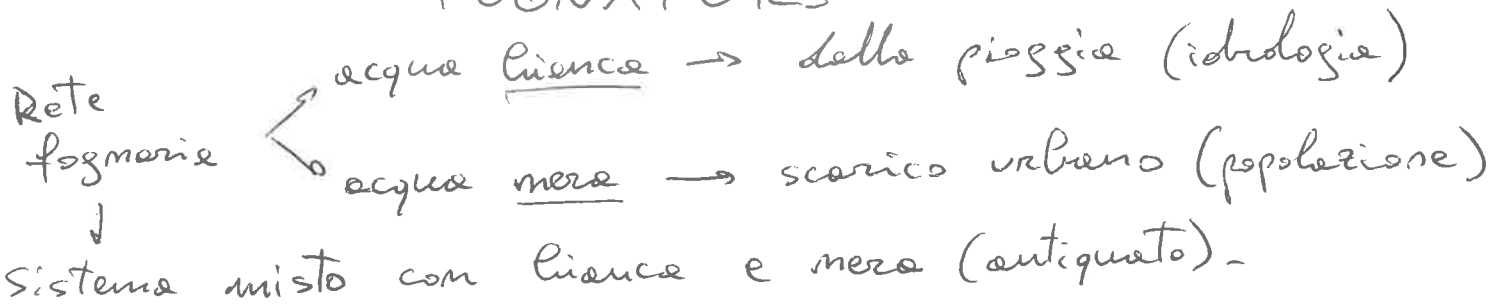
storichi, Tra i primi; veri tipi di manufatti tra i secondi, quali gli attraversamenti, impianti di sollevamento, sistemi di protezione delle condotte dalla corrosione, i serbatoi ecc...  
La costruzione dell'acquedotto comporta l'aggiunta di altre opere definite particolari, necessarie per dare soluzione a qualche speciale problema. Esempi sono: gli attraversamenti, gli impianti di sollevamento e i sistemi di protezione delle condotte da corrosione.

---

### CONDOTTE DIVERSE

- di avvicinamento: dai serbatoi verso l'area da servire, con diametro medio-grande.
- alimentatrici: distinte in principali, secondarie e Terziarie. Costituite dai rami o maglie principali; ogni ordine si diparte in modo gerarchico; diametro costante e lunghezza di ~~se~~ chilometri.
- distributrici: delle alimentatrici con allecci per l'utenza; diametro minimo di 60-100 mm, posate in tutte le strade.
- antincendio: delle alimentatrici, alternate ortogonalmente con le distributrici; diametro minimo tra 100 e 150 mm.

# FOGNATURE



## Dimensionamento fognatura bianca:

- ↳ domanda: volume d'acqua nella rete per afflusso
- ↳ portata di progetto massima dell'afflusso
- ↳ geometria della rete con diametro e pendenze
- ↳ verifica di velocità e ~~pressione~~ tensione  $T$ .

La quantità di acqua massima nella rete per il progetto è ricavata dall'idrologia: studio statistico delle precipitazioni.

## Tensione.

- Ricavare le LSPP (linee di possibilità pluviometrica)
- altezza di pioggia [mm]  $h(T_r, t_p) = a(T_r) \cdot t_p^n$   
intensità di pioggia [ $\frac{\text{mm}}{\text{h}}$ ]  $i(T_r, t_p) = a(T_r) \cdot t_p^{n-1}$

Parametri in funzione del tempo di ritorno ( $T_r$ ) dato dal progetto, e dal tempo di pioggia ( $t_p$ ) dato dall'idrologia.

→ Valutazione della precipitazione estrema: evento meteorico raro con riferimento alle sue distribuzioni statistiche in un dato luogo.

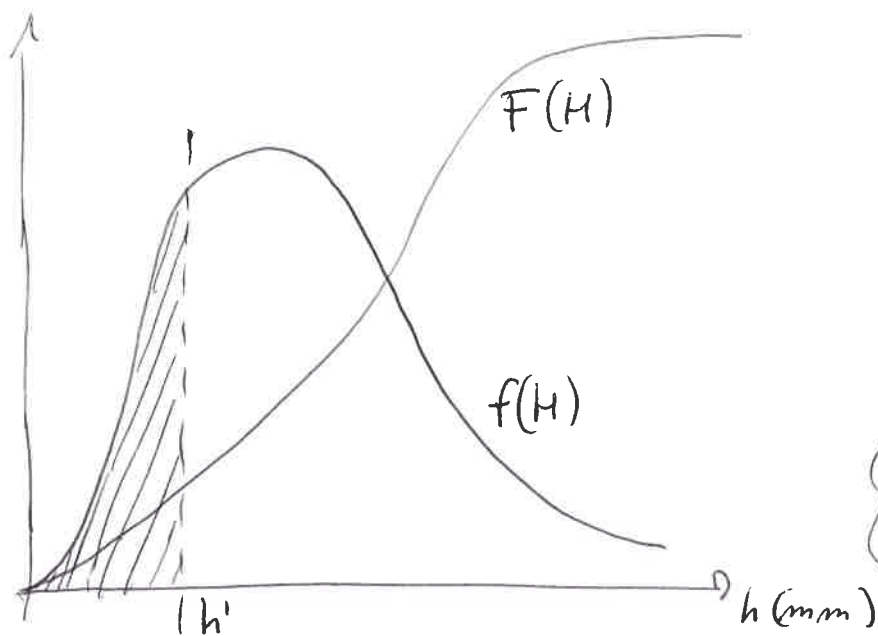
$$T_r \text{ Tempo di ritorno} = \frac{1}{F(H > h)} = \frac{1}{\text{freq. di superamento}}$$

Quindi  $T_r = \frac{1}{1 - F(H < h)}$  | misura numerica dell'inverso della frequenza statistica

## Distribuzione cumulata della precipitazione

$$F(H) = \int f(H) \text{ per cui } T_r = f(F(H)) \equiv \text{integrale della densità di probabilità}$$

↳ Analisi del campione dei dati raccolti nel passato (Gaussiana)



La funzione di Gumbel descrive statisticamente

$$F(h|h) = e^{-e^{-\frac{h-a}{b}}}$$

$$= \exp\left[-\exp\left(-\frac{h-a}{b}\right)\right]$$

$$Tr = \frac{1}{1 - \exp\left[-\exp\left(-\frac{h-a}{b}\right)\right]}$$

Relazione  $Tr/h$

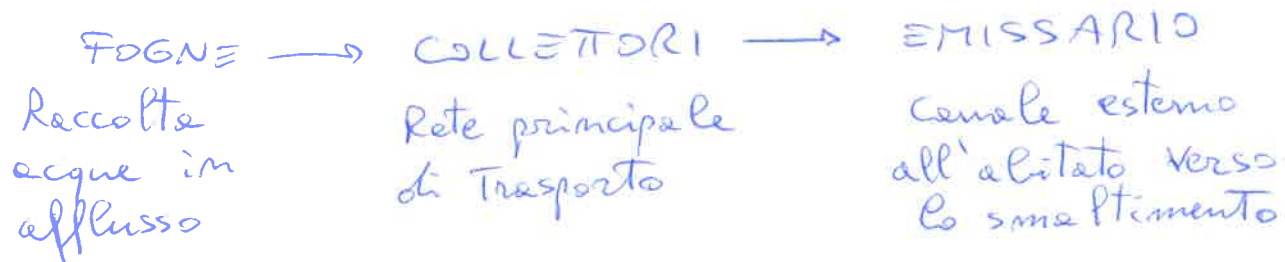
Ricerca dei parametri  $a$  e  $b$  con relazioni dei campioni nel passato, secondo metodi statistici

- metodo dei momenti
- metodo dei minimi quadrati
- metodo della massima verosimiglianza

test di Pearson

Per FOGNATURA si intende il complesso di canalizzazioni per raccogliere e smaltire lontano da insediamenti civili e/o produttivi le acque superficiali e quelle reflue provenienti dalle attività umane.

La canalizzazione è a pelo libero, corrispondente alla rete stradale urbana, sotterranea (sotto l'acquedotto).



# 18 + METODI STATISTICI

## 1. METODO DEI MOMENTI

Assume il valore medio come media campionaria e la varianza come varianza campionaria, sui dati campione raccolti in un arco temporale sufficientemente lungo (dati =  $h_i$ ).

- media  $\mu = \frac{1}{N} \sum h_i$
- varianza  $\sigma^2 = \frac{1}{N-1} \sum (h_i - \mu)^2$

La coppia di parametri  $(a, b)$  è data dalle formule statistiche di regressione:

dalla media  $\mu = a + b\alpha$  (con  $\alpha = 0,577$ )

dalla varianza  $\sigma^2 = b^2 \frac{\pi}{6}$

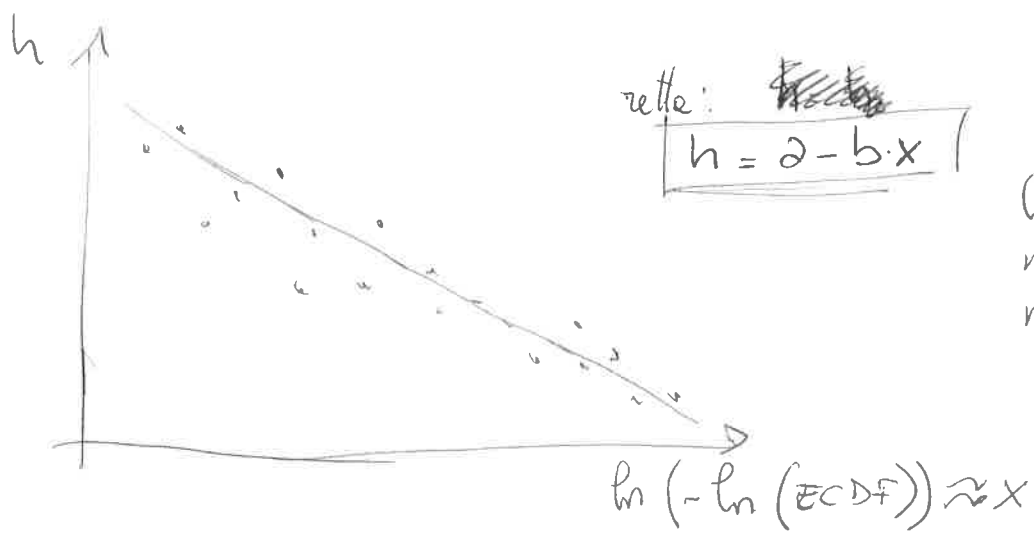
⇒ Quindi  $\mu = a + \alpha \sqrt{\frac{\sigma^2 6}{\pi}}$  trovo  $a$ ;  $b = \frac{\mu - a}{\alpha} = \sqrt{\frac{\sigma^2 6}{\pi}}$

## 2. METODO DEI MINIMI QUADRATI

Ordina i dati in modo crescente del campione temporale del passato, per poi trovarne la funzione cumulata empirica:  $ECDF(h) = \frac{n^*}{N+1} = F(H < h)$  frequenza di ~~superamento~~ non superamento

→ Regressione lineare nella funzione di Gumbel (equazione statistica sperimentale) -

$$h = a - b \ln(-\ln(F(H < h))) = a - b \ln(-\ln(ECDF))$$



Ricevere la coppia di parametri  $(a, b)$  della regressione di interpolazione lineare.

### 3. METODO DELLA MASSIMA VEROSIMIGLIANZA

Ordinare i dati raccolti in modo crescente nel valore, con ipotesi di relazione di Gumbel per probabilità di ripetizione di un evento di precipitazione -

Il calcolo segue la densità di probabilità  $\frac{dF}{dh} = f(h)$

Quindi la funzione di massima verosimiglianza è la

$$\text{produttoria } \left( L(h_N) = \prod_i^n \frac{d}{dh} \left( \exp(-\exp(-\frac{h_i - a}{b})) \right) \right)$$

Da cui si ricava la coppia di parametri  $(a, b)$  nella serie di "N" dati pioggia campionati -

Il metodo dei momenti pone uno stimatore che deve soddisfare una condizione che caratterizza uno o più ~~suoi~~ momenti campionari - si impone l'uguaglianza tra il momento campionario e la sua controparte, non osservabile, che caratterizza la popolazione, determinando lo stimatore come soluzione dell'equazione che ne risulti -

Nel metodo di minimi quadrati la funzione trovata deve minimizzare la somma dei quadrati delle distanze tra i dati osservati e quelli della curva di regressione - converge solo nel suo caso limite a un'interpolazione, per cui di fatto si richiede che la curva ottima contenga tutti i punti dati -

Il metodo della massima verosimiglianza consiste di massimizzare la funzione di verosimiglianza, definita in base alla possibilità di osservare una data realizzazione campionaria, condizionatamente ai valori assunti dai parametri statistici oggetto di stima -

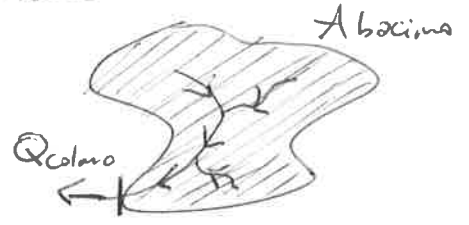
13 Nella fattura il compromesso costo - sicurezza pone il tempo di ritorno  $T_r = 10$  anni.

Assume un rischio nella vita utile

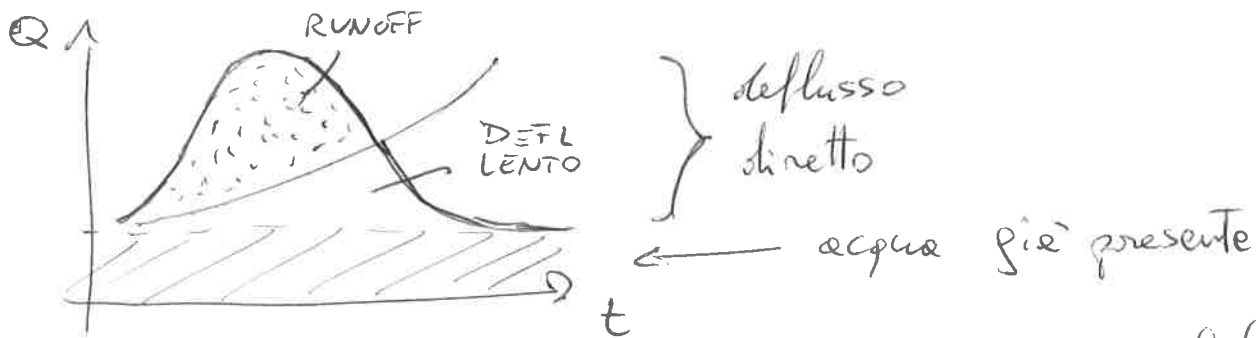
$$R_N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^{N_{vu}} \quad \text{con crisi per } Q > Q_{progetto}$$

Nella sezione di uscita si ha la portata

$$Q_{colmo} \approx A_{bacino} \cdot q(T_r) \cdot t_p^{n-1}$$



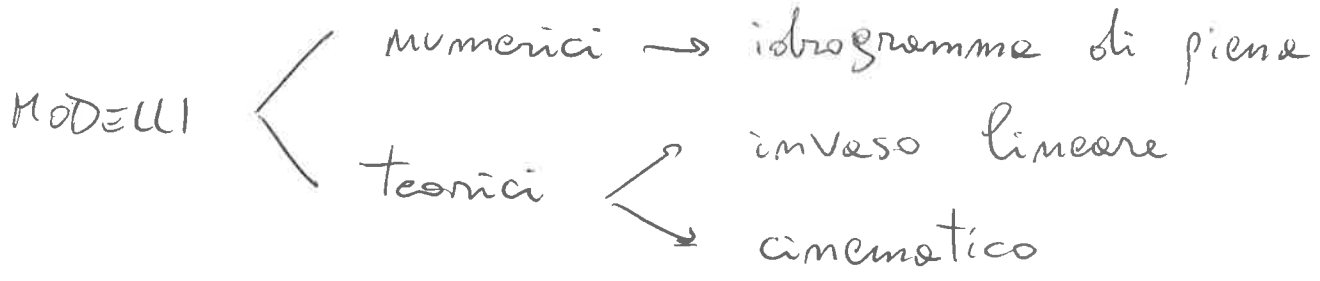
↳ Stimare la portata di progetto con la precipitazione efficace, cioè il volume d'acqua effettivo che entra in rete.  $\equiv$  deflusso diretto



Il deflusso lento dipende dal terreno permeabile, in un sistema urbano il deflusso diretto corrisponde interamente al runoff.

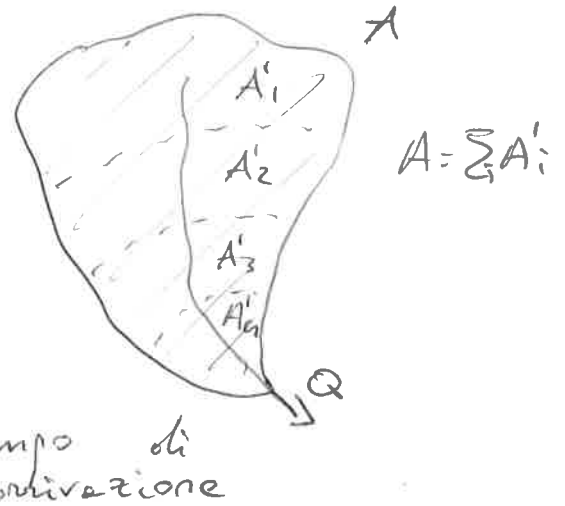
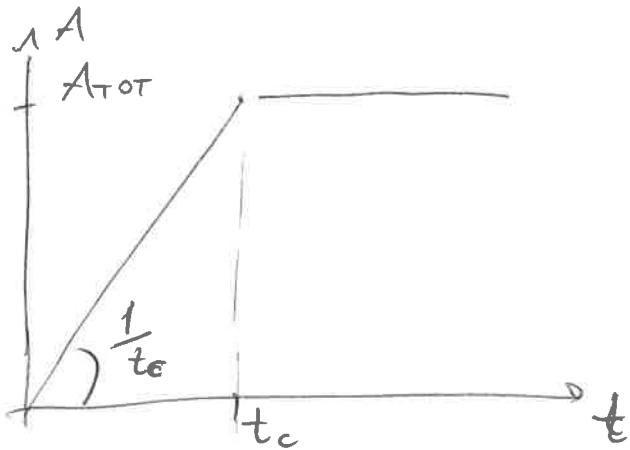
Coeff di deflusso  $\phi = \frac{P_{netto}}{P_{totale}} \Rightarrow \int_0^{t_p} S_{netto}(t) dt = \phi \cdot P_{totale}$

- metodi di approssimazione
- ↳ proporzionale  $S_{netto}(t) = \phi \cdot S_{tot}(t)$
  - ↳ indice phi  $S_{netto}(t) = S_{tot}(t) - S_0$
  - ↳ sottrazione iniziale  $S_{netto}(t) = S_{tot}(t)$



• MODELLO CINEMATICO

Area contribuyente cresce nell'evoluzione del fenomeno, come somma dei sottobacini dell'alveo.



$t_c =$  tempo di  
convezione

$\Rightarrow$  tutta la precipitazione arriva alla sezione di chiusura.

$$Q(t) = A_{TOT} \int_0^t \mathcal{I}_{eff}(t') \cdot v(t-t') dt' = \phi A_{TOT} \cdot e(t_r) \cdot t_p^{n-1} \frac{1}{t_c} \int_0^t dt$$

ipotesi di tempi  
di pioggia

- $\rightarrow t_p \leq t_c$ ,  $\mathcal{I}_{alta}$
- $\rightarrow t_p = t_c$ ,  $\mathcal{I}_{media}$
- $\rightarrow t_p > t_c$ ,  $\mathcal{I}_{bassa}$

Massimizzazione delle casistiche con  $t_p = t_c$  avendo

$Q_{max}$  massimo, quindi

$$\boxed{Q_{max} = \phi A_{TOT} \cdot e(t_r) \cdot t_c^{n-1}}$$

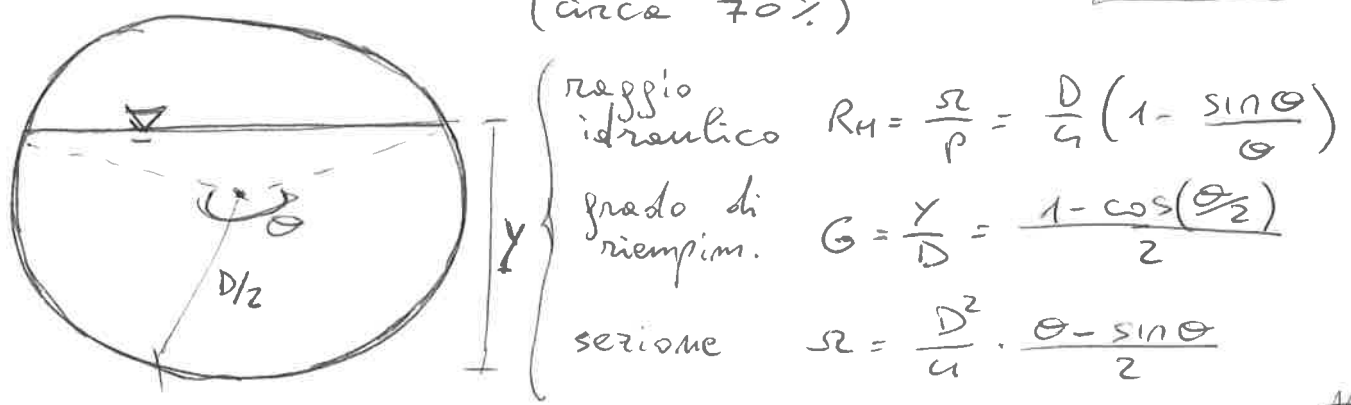
$\Rightarrow$  Il progetto della rete prevede la transizione di  $Q_{max}$  senza problematiche di pressione, velocità e tensione alle pareti.



DIMENSIONAMENTO: Trovare il valore del diametro nominale  $D_N > D$  per cui siano soddisfatti i limiti di velocità e tensione superficiale.

• criterio di autopolizia  $\tau \geq \rho g \cdot i \cdot R_H$  per cui si eviti il ristagno sul fondo del condotto.

Superficie libera  $\rightarrow$  GRADO di RIEMPIMENTO  $G = \frac{Y}{D}$   
(circa 70%)



$\rightarrow$  la verifica confronti la portata di progetto in moto uniforme col massimo di portata idrometrica.

$$Q_{\text{mod. cinematico}} < Q_{\text{moto uniforme}}$$

$$\underbrace{\phi A_{\text{TOT}} \cdot \alpha(T_r) \cdot t_c^{n-1}}_{\text{pluviometrica}} < \underbrace{K_s \Omega \sqrt{i} R_H^{2/3}}_{\text{geometrica}}$$

CRITERI DI FUNZIONAMENTO

La rete fognaria si divide in

1. RETE RACCOLTA, aree servite
2. TRASPORTO, nella tubazione
3. DEPURAZIONE, trattamento acque nere e prima pioggia

$\hookrightarrow$  smaltimento acque bianche e depurate.

fognatura nere  $\rightarrow$  funzionamento continuo per la popolazione.

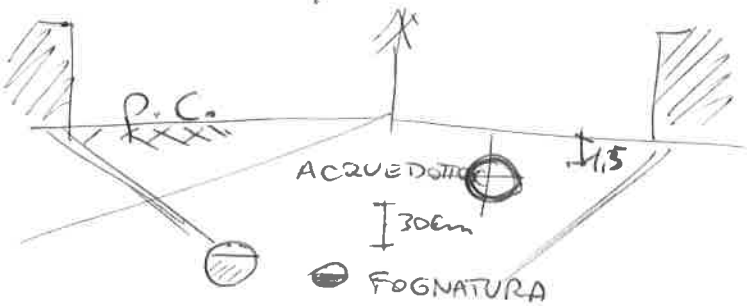
fognatura bianca  $\rightarrow$  funzionamento per eventi di pioggia.

Progettazione  $\begin{cases} \text{fase preliminare} \\ \text{fase definitiva} \\ \text{fase esecutiva} \end{cases}$

Ipotesi di tempo di ritorno  $T_r = 5$  anni

Se fognatura mista si devono avere dei pozzi d'irrigazione.

La rete fognaria si pone lungo la rete stradale, sotto l'acquedotto di almeno 30 cm (esterno).



Il progetto segue la linea di massima pendenze per il maggiore

$$\rightarrow T > T_{min} = 2 \text{ Pa}$$

DIMENSIONARE la fognatura nera per popolazione servita, come nell'acquedotto, con una dotazione idrica

$$Q_N = \rho_g \cdot N_{ab} \cdot D_d \cdot \eta$$

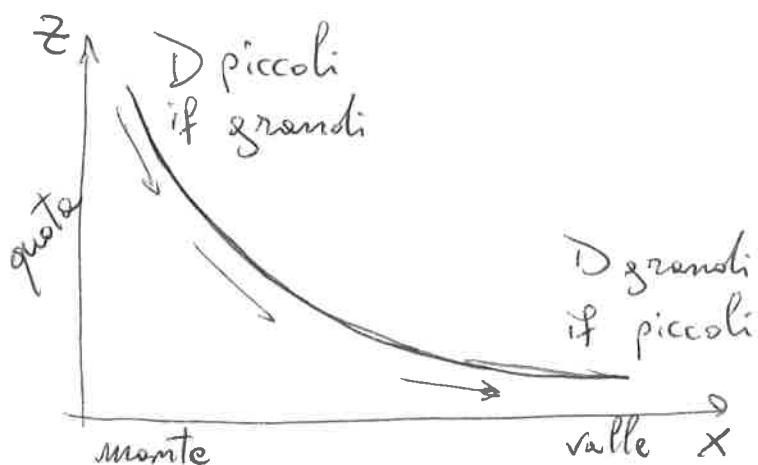
con coeff di punta giornaliero  $\rho_g$  e rendimento  $\eta \approx 0,8$

ipotesi del grado di riempimento  $G = 0,5$  e tensione

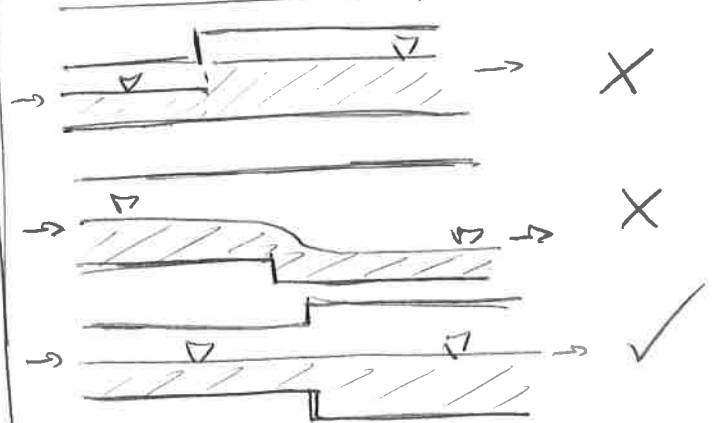
per autopulizia  $T_{min} = \rho_g$  if  $R_H \geq 2 \text{ Pa}$ ;  $R_H = \frac{D}{4}$

velocità massima di  $2 \text{ m/s}$

$\Rightarrow$  Diametro  $D = \sqrt{\frac{Q_8}{U \pi}}$  e verifica  $T > T_{min}$



Allineamento per D diversi:



## 2. Coefficiente idrometrico

→ Grandezza parametrica di velocità, essendo il rapporto tra la portata di progetto e l'area servita.

$$U = \frac{Q}{A} \left[ \frac{L}{s \cdot ha} \right] \approx 50 \div 70 \frac{L}{s \cdot ha}$$

Per cui la portata di acqua bianca è ~~sempre~~ molto superiore alla portata di acqua nera  $Q_b = (10 \div 15) Q_n$

## MATERIALE per le Tubazioni

Per la legge del 4/2/1977 il materiale utilizzato nelle reti idriche deve avere requisiti di:

- resistenza meccanica, chimica e all'abrasione;
- tenuta per impedire il trasferimento;
- facilità e sicurezza in fase in opera;
- costi ottimali e manutenzione

⚠ Il progetto avviene con un  $K_s$  basso, simulando un materiale usurato, ma la verifica si effettua con materiale "nuovo" ( $K_s$  alto).

I materiali più utilizzati sono:

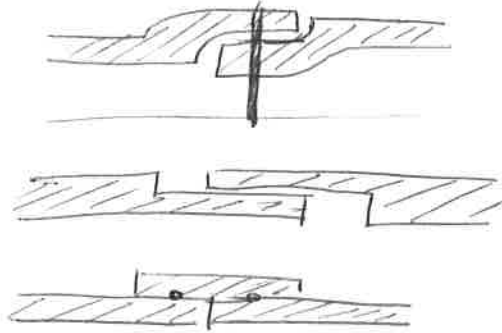
- |                |   |               |              |
|----------------|---|---------------|--------------|
| A. cementizi   | → | CLS           | } fognature  |
| B. ceramici    | → | GRES          |              |
| C. metallici   | → | GHISA/ACCIAIO | } acquedotti |
| D. plastici    | → | PVC/PE        |              |
| E. vetroresina | → | PRFV          |              |

Classificati con pressione e diametro nominale ( $P_n, D_n$ ).  
Scelte in base alla problematica chimica (fognature) o pressione (acquedotto), tenendo conto anche degli sforzi esterni.

## A) materiali cementizi

Elevata resistenza meccanica e chimica, in particolare il cemento pozzolanico per l'attacco di solfatazione. In base alle spinte esterne sono armati o non armati.

Il giunto è a bicchiere oppure maschio/femmina o anche a manicotto.



## B) materiali ceramici

Vetrefazione dell'argilla porta al grès, con impermeabilità ed elevata resistenza chimica. Grandi diametri ma corti per la fragilità; giunti a bicchiere spessi. Costo elevato ma miglior materiale per durabilità.

Utilizzato nello scavo in sottosuolo (microtunneling) e posato in opera con prefabbricati.

Alta resistenza all'abrasione perché ha capacità di scivolamento superficiale; utilizzato in rivestimenti interni.

Consigliato nella sollecitazione verticale, ma non nelle sollecitazioni laterali del terreno perché è troppo rigido.

La posa in opera può avvenire in scavi in trincea (superficiale) o con pose a spinta (microtunneling).

## ② materiali metallici

Si distinguono ~~o~~ acciai dalle ghise per il tenore di carbonio (cementite) presente nella lega.

Elevata resistenza meccanica e proprietà di flessibilità, ma altamente ~~corrod~~ corrodibili se non trattati o rivestiti.

La GHISA può essere lamellare per i chiusini o sferoideale per le tubazioni, in base alle caratteristiche chimiche.

I giunti sono a licchiere



L'ACCIAIO è meno fragile ma ha problemi di corrosione: si operano rivestimenti per protezione attiva o passiva, in strati interni (cementizi, lutuminosi o epossidici) e in strati esterni (normali o pesanti).

Essendo elastico esistono pezzi lunghi anche 12 m. La corrosione si evita con tecniche di riduzione del potenziale o con anodo sacrificale.

→ Si predilige la ghisa sferoidale, con una forma tronco-conica, con giunti a licchiere o a manicotto. Il rivestimento è una lega di zinco che opera come passivante.

Garantisce ottima elasticità con le vibrazioni del terreno e resistenza alle sollecitazioni esterne, laterali e verticali.

## ③ materiali plastici

Composto di polimeri organici, con catene facilmente modellabili, con additivi adeguati.

Alta resistenza chimica ma bassa proprietà meccanica, utilizzato nelle fognature per basse pressioni.

Si dividono in TERMOPLASTICI, scaldati e lavorati, e TERMOINDURENTI, modellazione irreversibile.

I più usati sono il polivinilcloruro (PVC) e il polietilene (PE), entrambe termoplastiche.

I giunti sono a bicchiere o saldati in posa in opera. Si possono rivestire di cls per aumentarne la rigidità in cantiere.

### ③ materiali vetroresine (PRFV)

Le resine Termoisolanti hanno una matrice vetrosa resistente chimicamente, si formano i polimeri nel raffreddamento.

Le fibre di vetro hanno un tessuto vetroso a caldo e alta resistenza chimica. Sono facilmente lavorabili con elevate proprietà meccaniche, perciò costosi.

I giunti sono a bicchiere con doppia tenuta.

Per le opere infrastrutturali delle reti idriche, la scelta dei materiali è in funzione delle tematiche caratteristiche:

- |   |   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"><li>- facilità di posa</li><li>- durata totale</li><li>- economicità</li><li>- refrattarietà alle perdite</li><li>- resistenza alle corrosioni</li><li>- resistenza ai colpi di pressione</li></ul> | <ul style="list-style-type: none"><li>- resistenza ai carichi ciclici</li><li>- resistenza alle cricche e alla loro propagazione.</li></ul> |
|---|---|

Le tubazioni metalliche hanno utilizzato in passato Tuli in GHISA, lega ferro-carbonio con numerose problematiche:

- scarse resistenza meccanica
- fragilità
- ridotta resistenza a trazione

Quindi nasce la GHISA SFEROIDALE con piccole percentuali di magnesio e caratteristiche migliori. Hanno un rivestimento esterno in zinco e vernice bituminosa e uno interno in malta cementizia centrifugata.

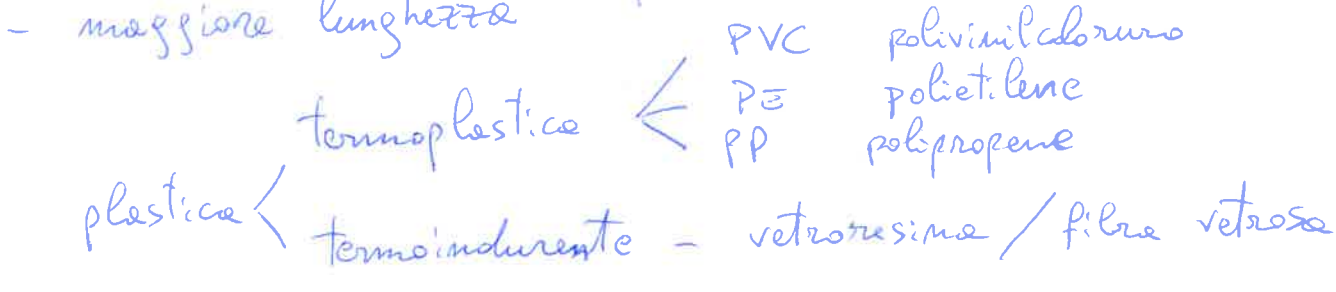
Successivamente si è sviluppato l'ACCIAIO con caratteristiche migliori di leggerezza, saldabilità e pressione nominale.

Le tubazioni cementizie sono realizzate in CLS armato, con necessità di precompressione e rivestimento esterno. I vantaggi sono buona resistenza chimica, lunga durata e stabilità idraulica. Ha basso costo, usato con tubi di diametri elevati con basse pressioni. Gli svantaggi sono:

- |                               |  |                            |
|-------------------------------|--|----------------------------|
| - Basse resistenza a trazione |  | - fragilità e permeabilità |
| - elevati spessori            |  | - attacco delle radici     |
| - posa in opera difficoltosa  |  | - Terreno di posa stabile  |

Le proprietà delle tubazioni plastiche sono:

- |                      |  |                      |
|----------------------|--|----------------------|
| - costi competitivi  |  | - resistenza chimica |
| - leggerezza         |  | - bassa scabrezza    |
| - maggiore lunghezza |  |                      |



ELEMENTI IDRAULICI Aggiuntivi sono

- Saracinesche, aperto o chiuso;
- Farfelle, con regolazione manuale o automatica con motore elettrico.

Le valvole si possono regolare in base alla pressione in condotta, ma hanno un difficile controllo per il comportamento dell'acqua non lineare.

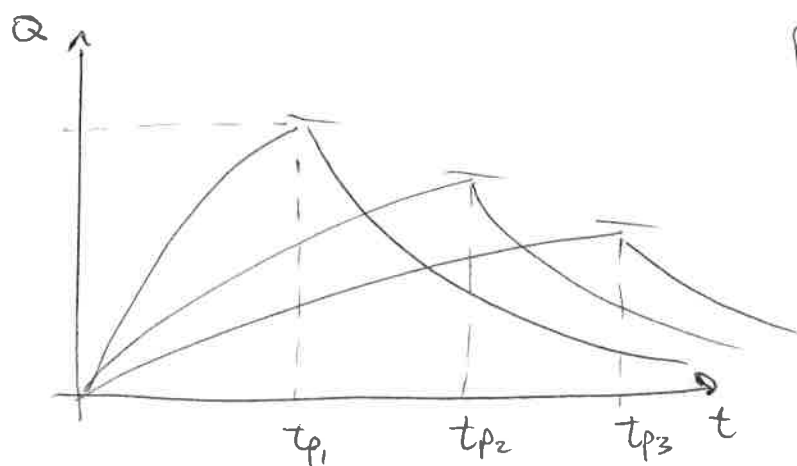
Gli sfiati possono avere diverse funzioni: degasaggio, riempimento e svuotamento o misto.

### METODO DELL'INVASO

Si basa sul volume immagazzinato nel tempo di pioggia  $t_p$ , trascurando il fenomeno di curvatura.

- ipotesi:
1. invaso lineare  $Q = \frac{V}{t}$
  2. moto uniforme
  3. nessun rigurgito tra collettori
  4. collettori a livello sincrono
  5. precipitazione costante e uniforme

$$\text{fasi} \begin{cases} \text{I } t \leq t_p, \quad S - Q = \frac{dV}{dt} \rightarrow Q(t) = A \phi S (1 - e^{-t/t_k}) & \text{sale} \\ \text{II } t > t_p, \quad S = 0 \rightarrow Q(t) = A \phi S (e^{t/t_k} - 1) & \text{scende} \end{cases}$$



portata massima

$$Q_{max} = A \phi S, \text{ per } T = t_p$$

↳ Trovare la portata massima per le diverse cosistitiche di pioggia

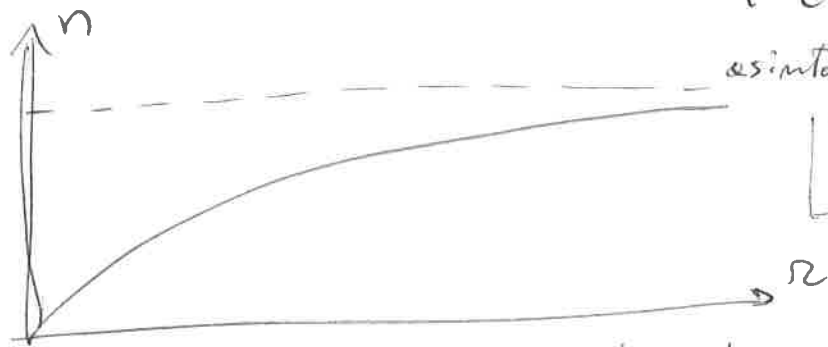
$$Q_{max} = A \phi S t_p^{n-1} (1 - e^{-t_p/n})$$



<sup>24</sup> il coefficiente  $\kappa$  descrive la fisica del Cecimo  
 $\Rightarrow$  Trovare il  $t_p$  per la portata critica, quindi

$\frac{dQ}{dt_p} = 0$  è il picco

La statistica pone  $n = 1 - \frac{r e^{-r}}{1 - e^{-r}}$  ( $r = \frac{t_p}{\kappa}$ ), quindi



La portata di progetto è

$$Q(t_p) = A \phi a (r \kappa)^{n-1} (1 - e^{-r})$$

⚠ Il parametro  $\kappa$  è stimato in 2 metodi:

①  $\kappa = \frac{V}{Q}$  tempo caratteristico, con una stima del volume di riempimento

② formule empiriche morfologiche:

A.  $\kappa = \frac{4,18 A^{0,3}}{I_m^{0,45} (100 \cdot i)^{0,38}} - 0,21$

(formula di Desbordes)

B.  $\kappa = \frac{0,5 A^{0,351} \cdot d^{0,358}}{I_m^{0,163} \cdot S_R^{0,29}}$

(formula di Caspary e Papiros)

## • PASSAGGI del DIMENSIONAMENTO

Trovare il diametro  $D_N$  e la pendenza  $ip$  per ogni tratto della rete, nel rispetto dei vincoli:

1. grado di riempimento  $G \approx 0,75$
2. criterio di autopulizia  $T \geq 2 \text{ N/m}^2$
3. diametro minimo  $\phi = 300 \text{ mm}$

- [A] stime della portata di progetto con idrologia del bacino di raccolta dell'acqua piovana (fogne bianche) e della popolazione servita (fogne nere).
- [B] Con QGIS tracciare la rete inserendo ~~ris~~ collettori (nodi) corrispondenti ai sottobacini, grazie a "shape file".
- [C] Considerando il collettore principale di raccolta, tracciare le rispettive sottoree ~~derivanti~~.
- [D] Passare alla fase di verifica con il programma SWMM, con inserimento della rete e i dati input delle caratteristiche di giunti e collettori. Il fenomeno di infiltrazione è attuato in automatico col metodo di Green-Ampt modificato.
- [E] Inserire i diametri sufficienti al funzionamento relativi alle portate critiche dei dati pioggia, dopo il calcolo del Tempo di pioggia di crisi ( $t_p$ ).
- [F] Verifica del livello di autopulizia per lo sforzo tangenziale  $T = \rho g ip R_H \geq 2 \text{ N/m}^2$

# • IDROLOGIA

L'assegnazione delle ~~portate~~ dimensioni alle opere del sistema fognario richiede la conoscenza delle portate che affluiscono alla rete, quindi la conoscenza delle precipitazioni per la parte lincea e delle portate di acquedotto per quella nera - la misura da assegnare a una portata di piena in una sezione della rete è legata all'intensità di precipitazione, cioè il rapporto tra l'altezza e la durata  $S = h/t$ .

Bisogna fissare il limite al di sopra del quale l'impianto possa non corrispondere alle attese funzionali, accettando un ulteriore peggioramento di prestazione per eventi ancor più rari.

In base al tempo di ritorno, il problema diventa quello di ~~definire~~ definire la storia pluviometrica della zona interessata.

## Definizioni di pluviometria:

- ALTEZZA DI PRECIPITAZIONE (h), rapporto tra il volume di acqua raccolta nel pluviometro e l'area della superficie orizzontale.
- GIORNO PIOVOSO, giorno in cui è stata misurata un'altezza di precipitazione uguale o superiore al millimetro.
- INTENSITÀ MEDIA DI PRECIPITAZIONE (S), rapporto tra l'altezza di precipitazione e la durata della stessa.

## + Elementi relativi ai corsi d'acqua:

- ALTEZZA IDROMETRICA
- ALTEZZA DI MASSIMA PIENA
- ALTEZZA DI PIENA ORDINARIA
- ALTEZZA DI MAGRA ORDINARIA
- DEFLUSSO
- PORTATA
- MODULO
- FREQUENZA DI PORTATA
- DURATA DI PORTATA

## + Elementi relativi ai bacini idrografici:

- AFLUSSO METEORICO
- PORTATA METEORICA
- ALTEZZA DI AFFLUSSO
- ALTEZZA DI DEFLUSSO
- PERDITA APPARENTE

## TRACCIATI e PROFILI

Le condotte rappresentano la parte principale del sistema di raccolta e di adduzione delle acque provenienti dalle superficie scolanti. Lo svolgimento di queste funzioni richiede la presenza anche di speciali manufatti distribuiti lungo la rete. Si classificano in: quelli ricorrenti in tutta la rete, e quelli particolari per funzioni specifiche.

I primi sono le caditoie stradali e i pozzi, che raccolgono l'acqua in superficie; le seconde sono i pozzi d'ispezione, di confluenza, di salto, di cacciata... per la manutenzione ed il corretto funzionamento della rete.

Per definire il tracciato delle rete si considera la disposizione planimetrica ~~del~~ dell'albitato rispetto al corso di acqua recipiente e lo stato idrometrico. Il principale obiettivo è il funzionamento della rete senza ricorrere agli impianti di sollevamento.

Le possibilità sono: a gravità, con sollevamento, misto o a gravità intermittente.

L'altimetria è in funzione del piano campagna; nei tratti pianeeggianti la profondità di scavo va aumentando con progressivo aumento del diametro. La variazione del diametro deve essere costante per evitare perdite di carico.

Bisogna individuare, per ogni tronco in cui la rete è suddivisa, l'area contribuyente. Per la fognatura nera l'area scolante coincide con la superficie edificabile che vi scaricherà, coincidente con l'area dei servizi. Per la fognatura bianca si distingue l'acqua scolante naturale

<sup>26</sup> mente, ortogonalmente alle curve di livello; l'acqua intercettata da rete privata, che cade al di sotto della strada degli scolari urbani.

## CALCOLO PORTATE

Individuate l'equazione di possibilità pluviometrica  $h = at^2$ , e da stimarsi quale frazione di essa viene raccolta dalla rete di collettori tramite il coefficiente di deflusso: rapporto tra il volume defluito attraverso un'assegnata sezione in un definito intervallo di tempo e il volume meteorico precipitato nello stesso intervallo.

Si definisce il COEFFICIENTE UDOMETRICO come il contributo che il territorio delle fognature fornisce alla formazione delle piene riferito all'unità di superficie ( $\frac{L}{s \cdot ha}$ ). I metodi matematici sono: il CINEMATICO e l'INVASSO.

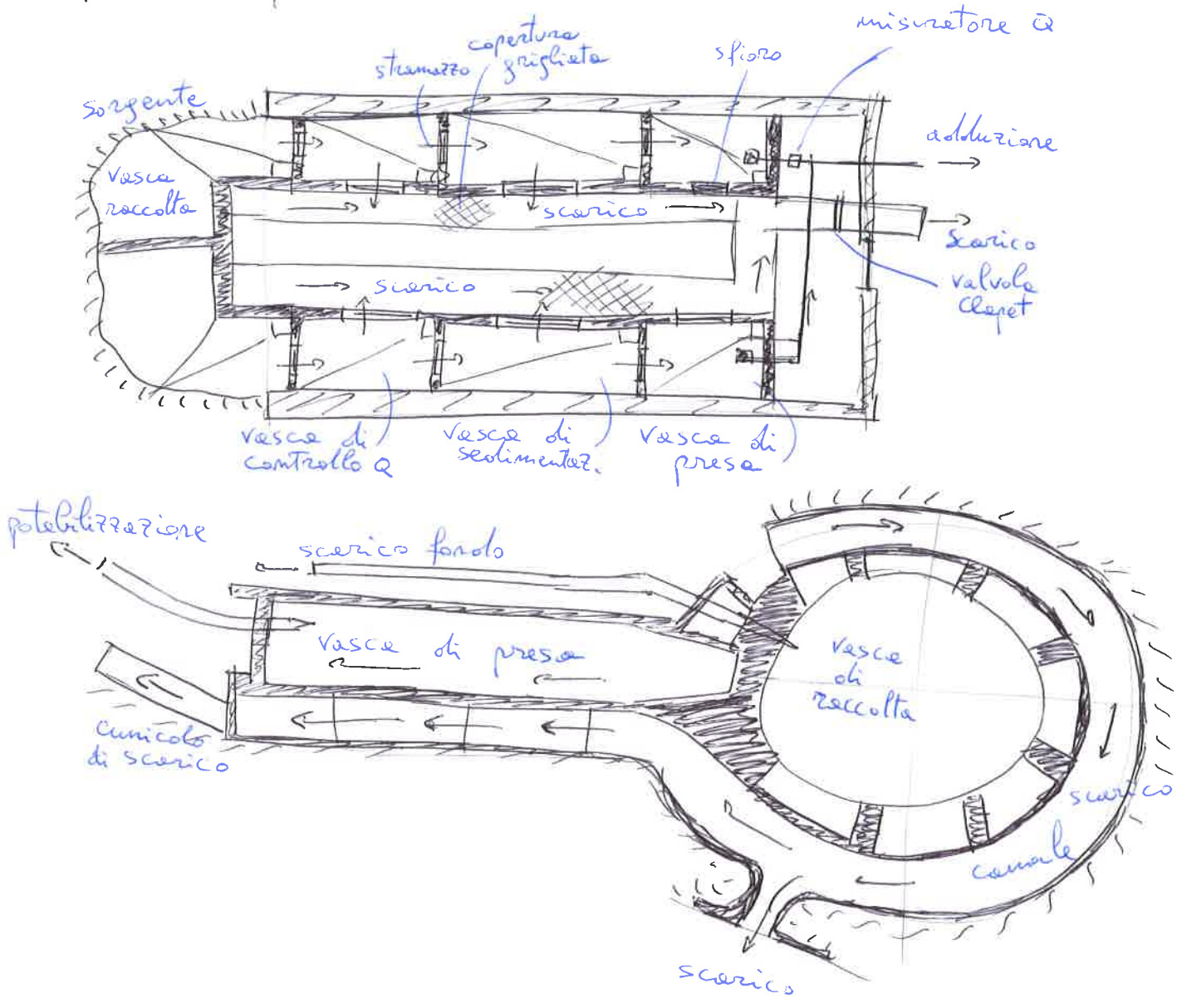
Per la stima della portata d'acqua nera è necessario conoscere il numero di abitanti che scaricano a monte della sezione considerata e la dotazione idrica per abitante, con aggiunta degli abitanti equivalenti in presenza di industrie. Si può stimare che la frazione d'acqua che giunge alla rete di fognatura sia l'80% di quella esportata ( $\varphi = 0,8$ ):  $Q_N = \frac{N \cdot D_{ot} \cdot P_s \varphi}{86400}$  al cdmo



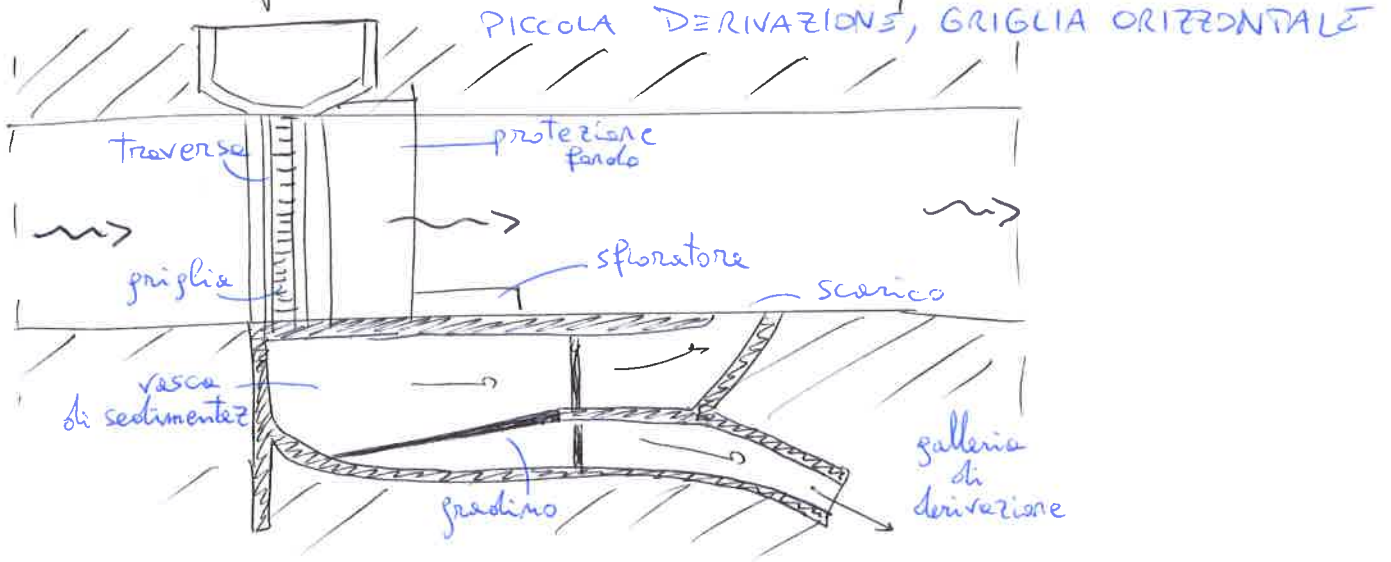
# DISEGNI e DETTAGLI

## ACQUEDOTTI

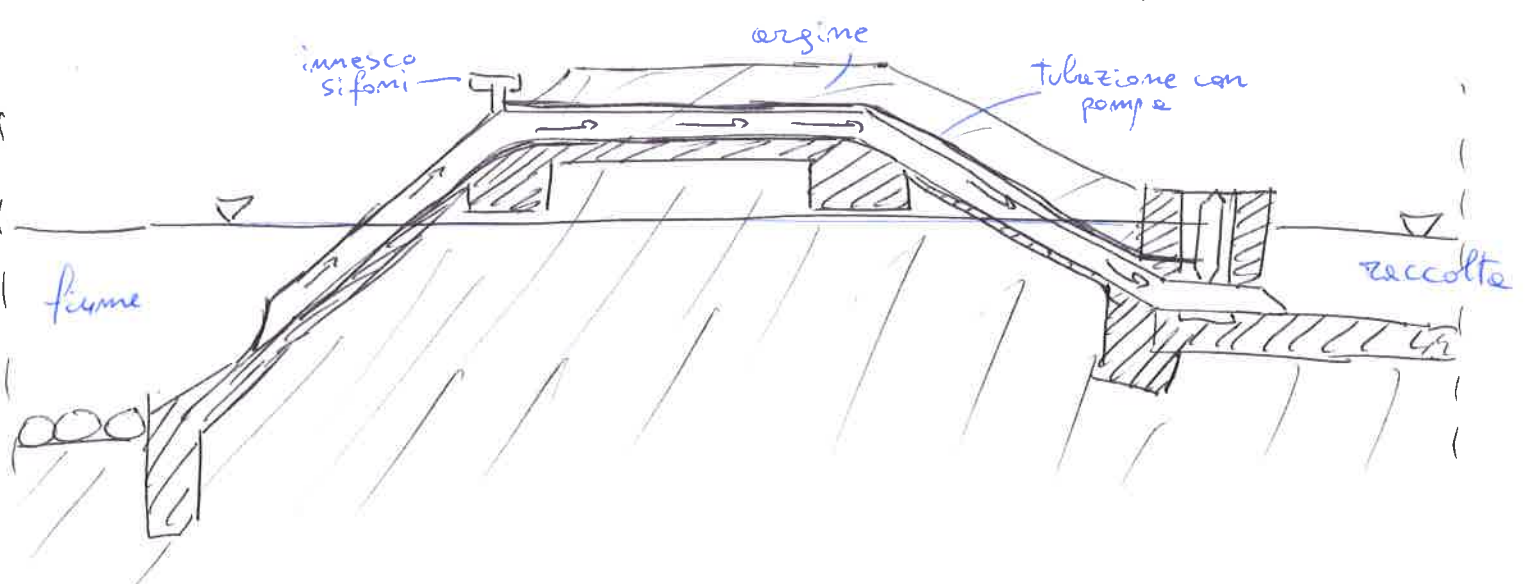
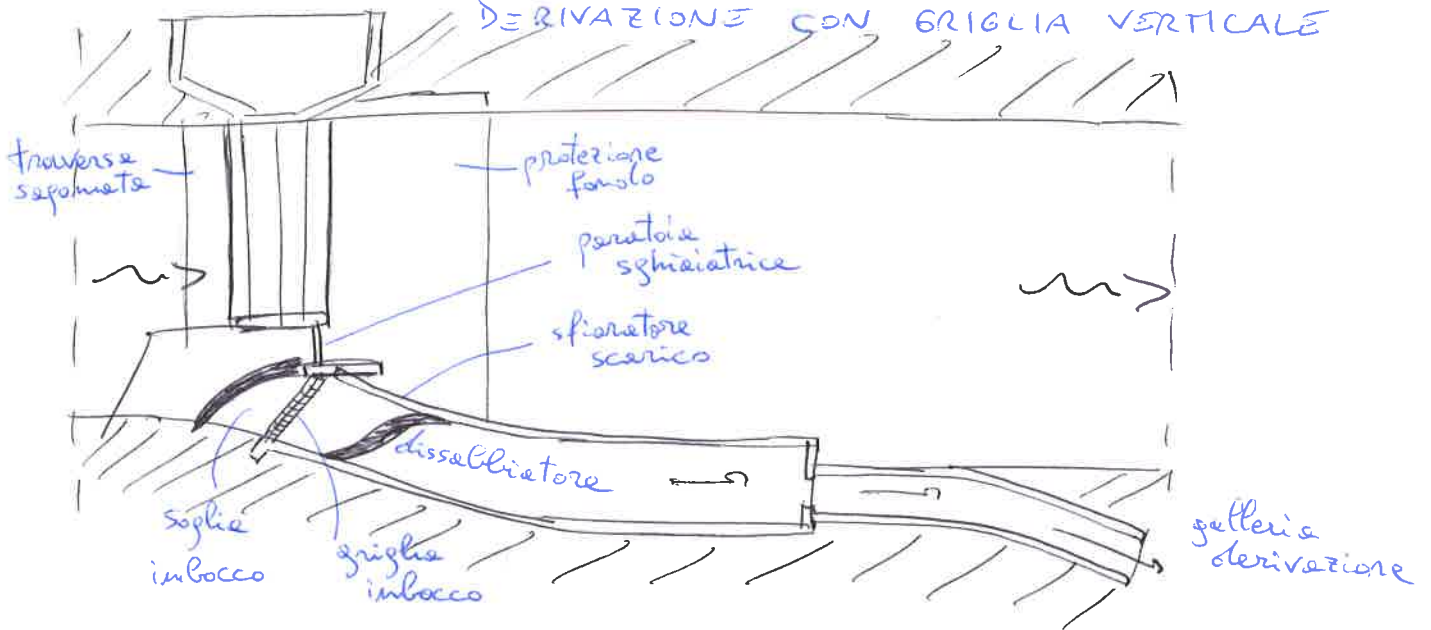
### 1) opere di presa da sorgente



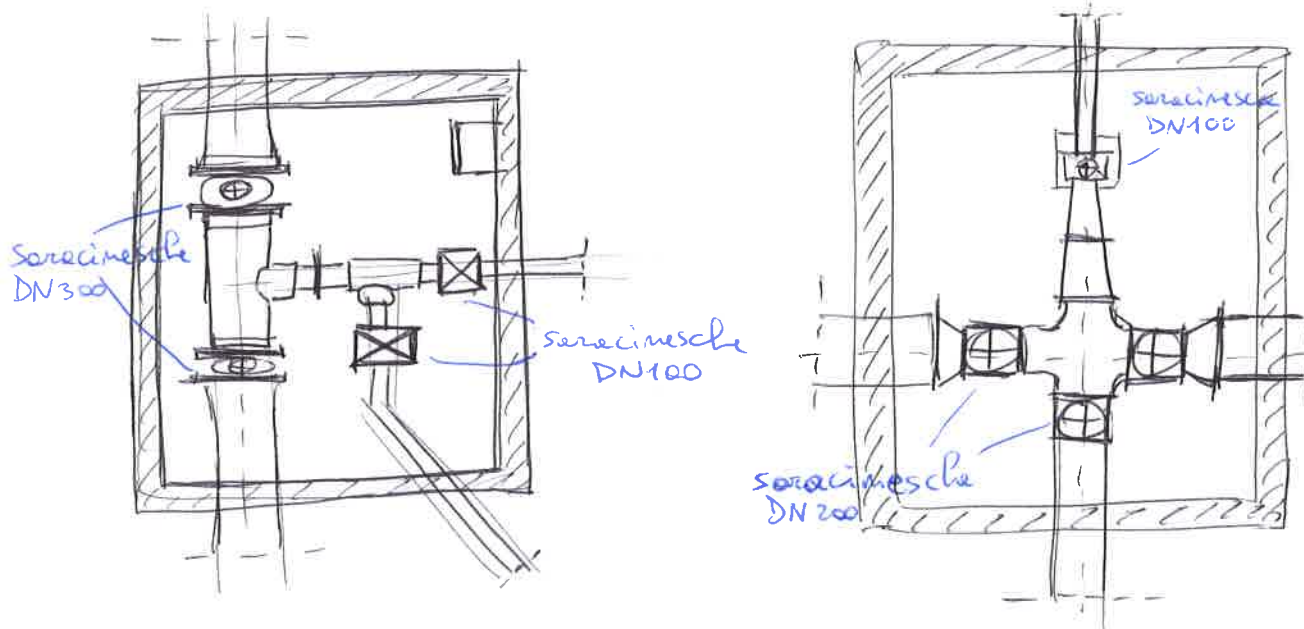
### 2) opere di presa da corso d'acqua



# DERIVAZIONE CON GRIGLIA VERTICALE

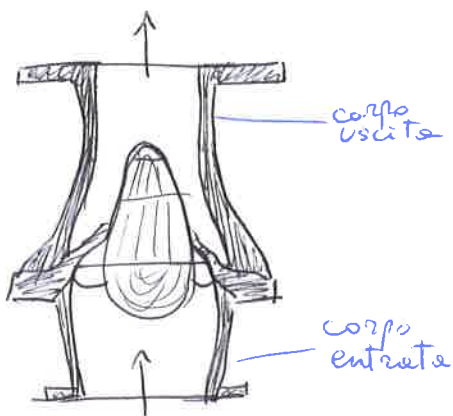


## 3) Pozzetto d'incrocio con diramazione per idrante

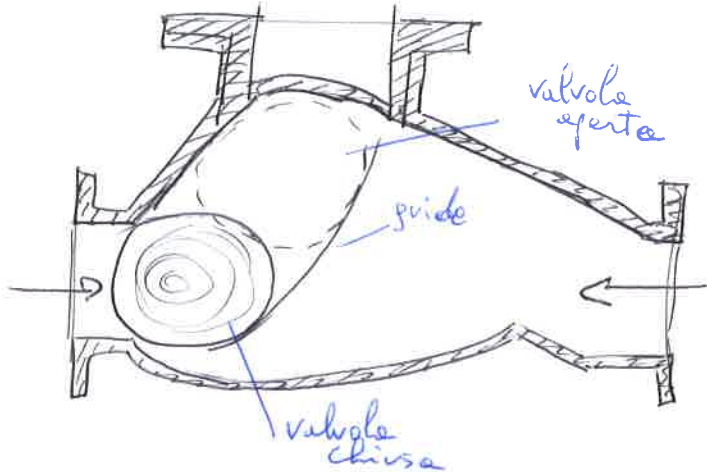




4) Valvole di non ritorno

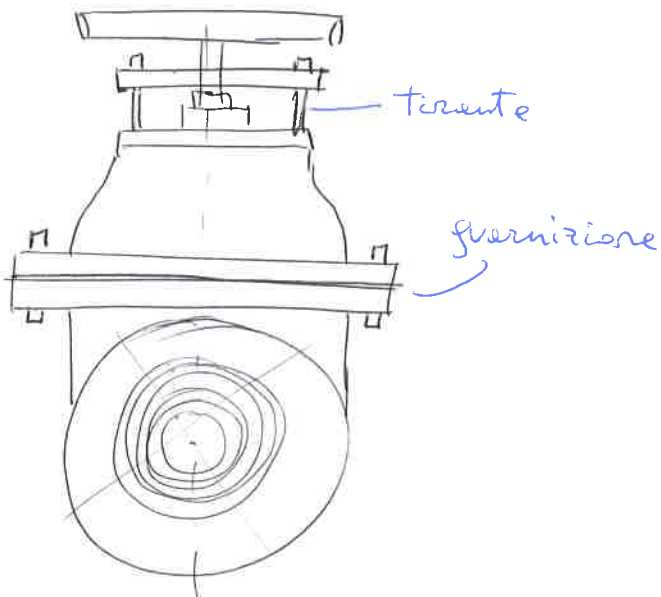
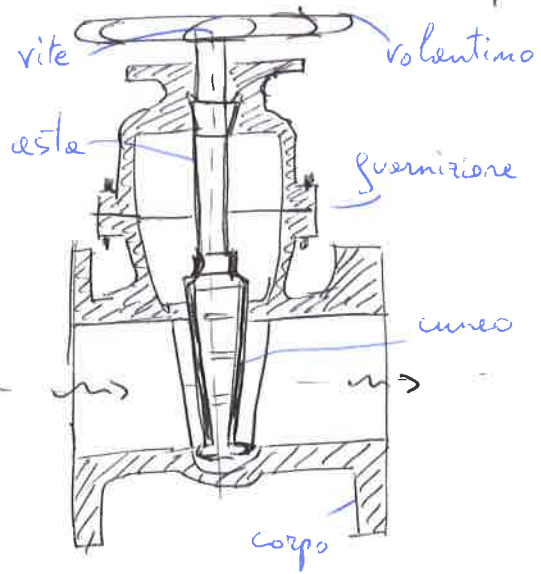


VALVOLA DI RITEGNO A FUSO

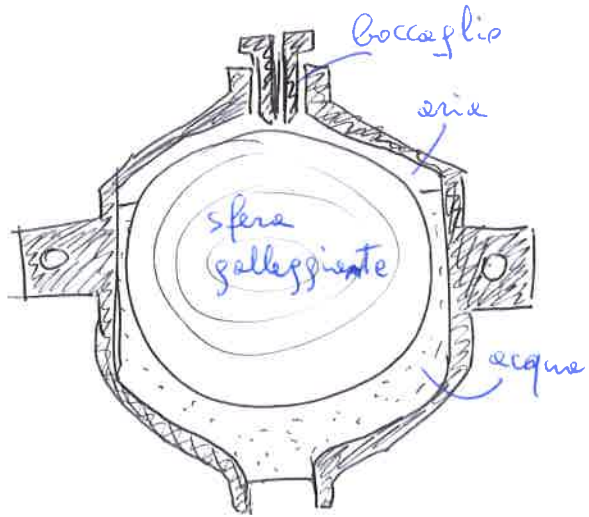


VALVOLA DI RITEGNO A PALLA

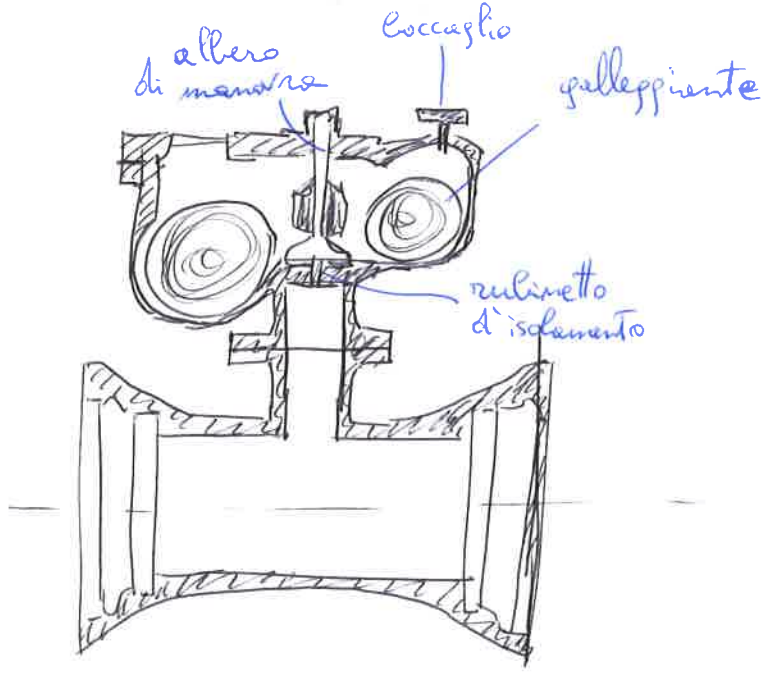
5) Serracinesca a corpo piatto



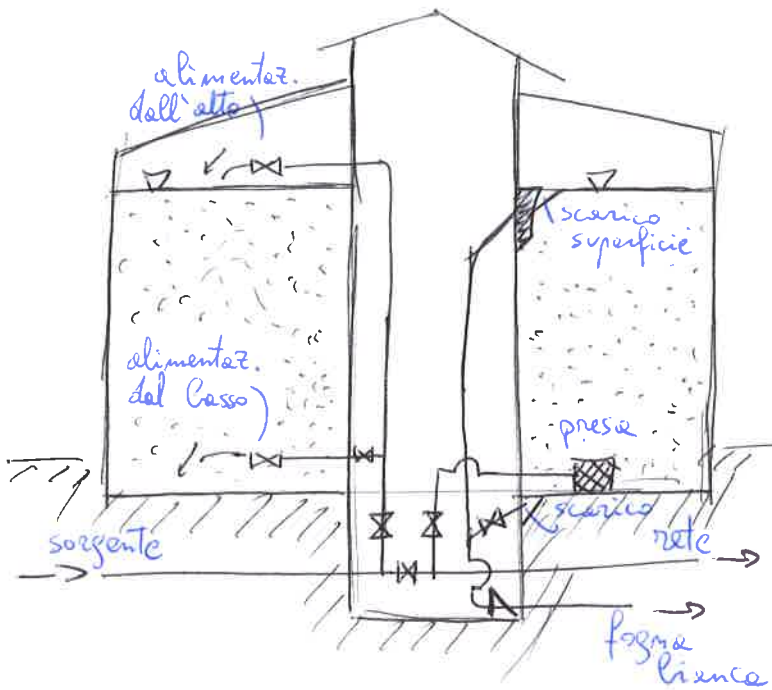
6) Sfiato automatico



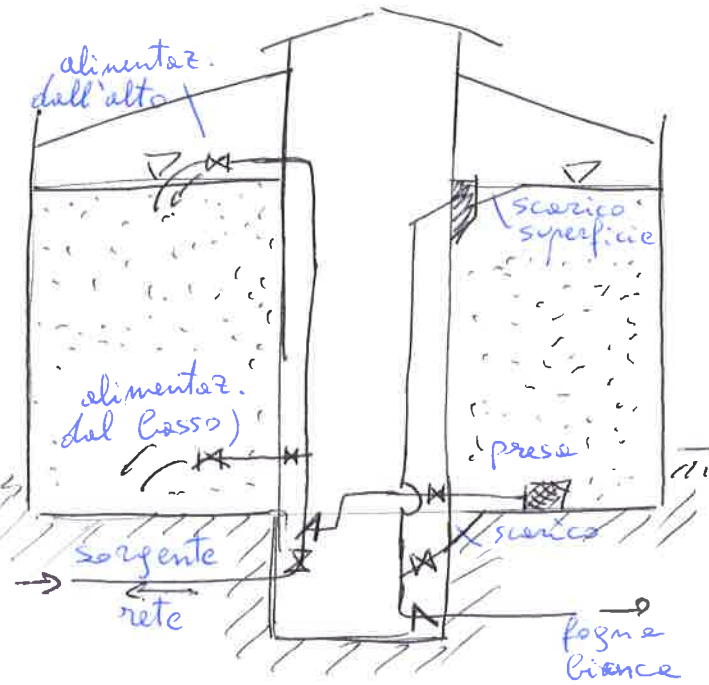
7) Sfiato a 3 funzioni



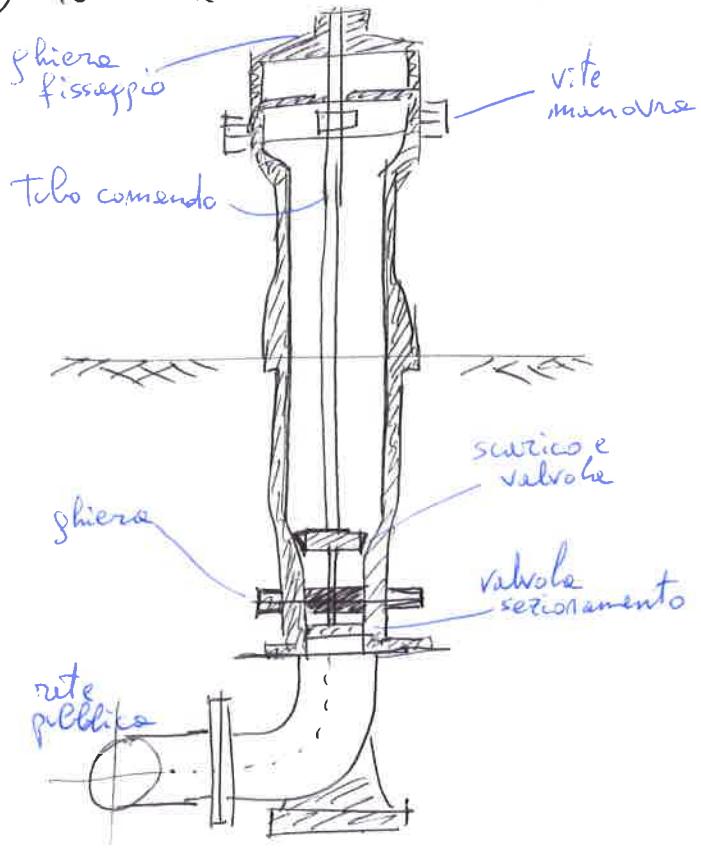
### 8) Serbatoio di testata



### 9) Serbatoio di estremità

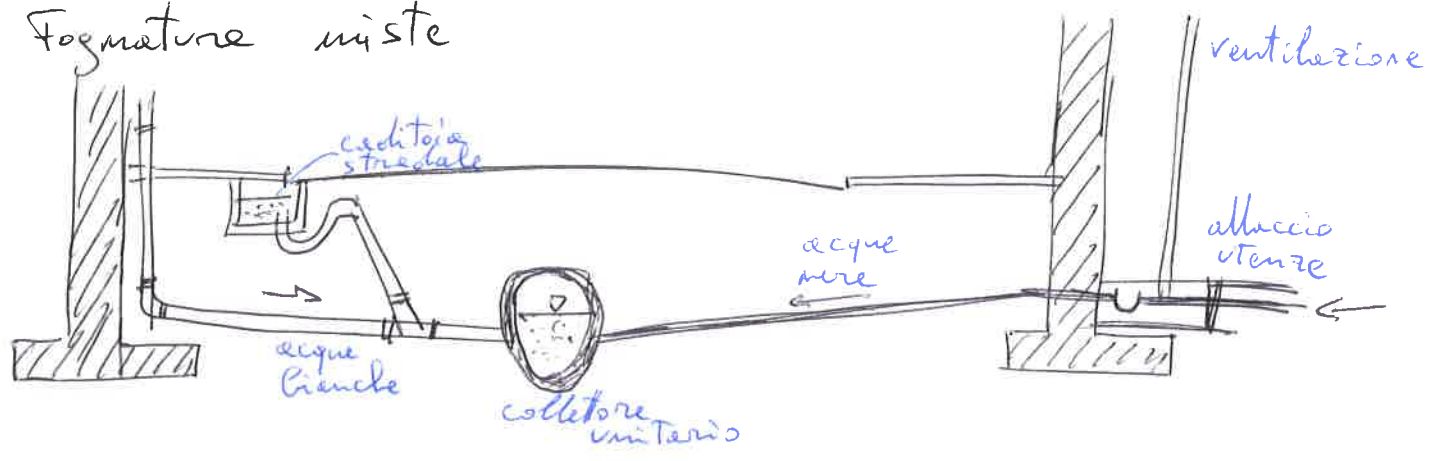


### 10) Idranti antincendio

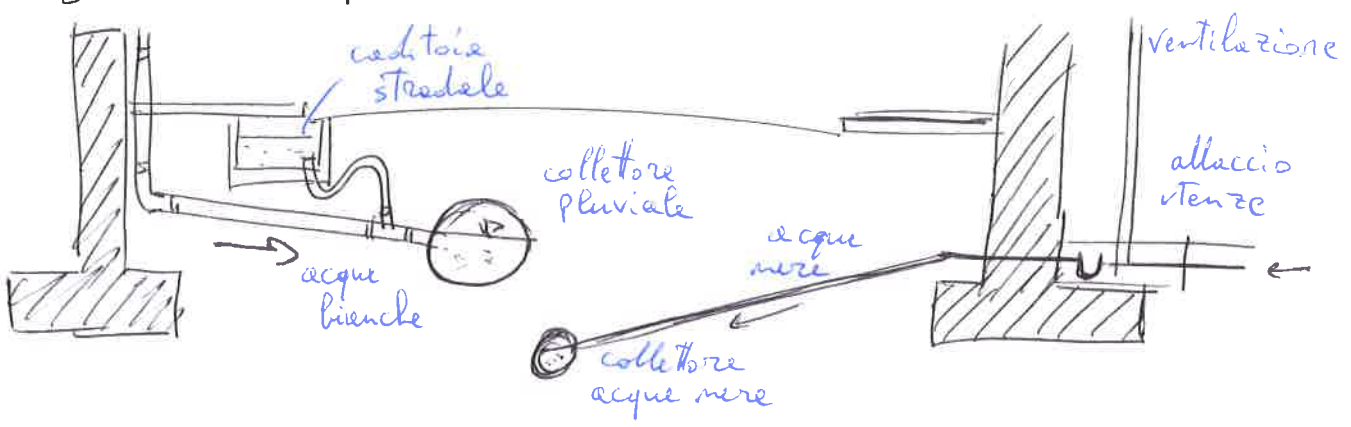


# FOGMATURE

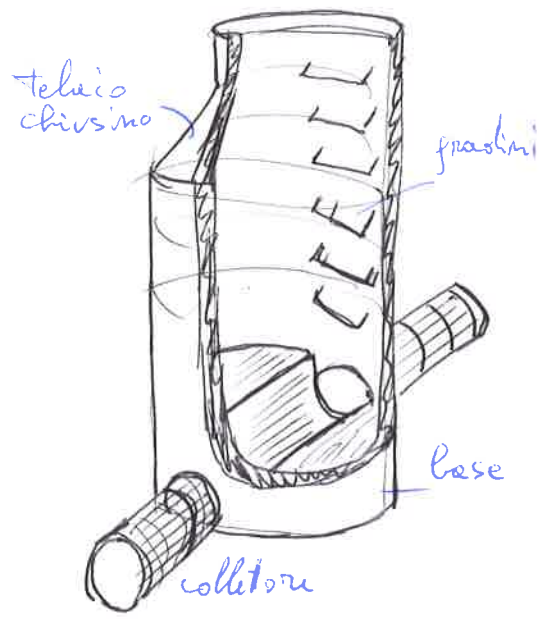
## 1) Fognature miste



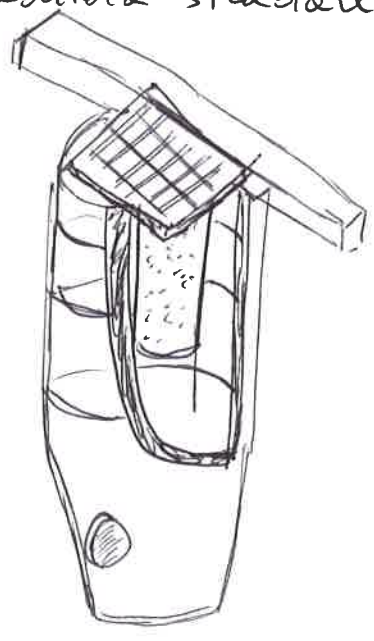
## 2) Fognature separate



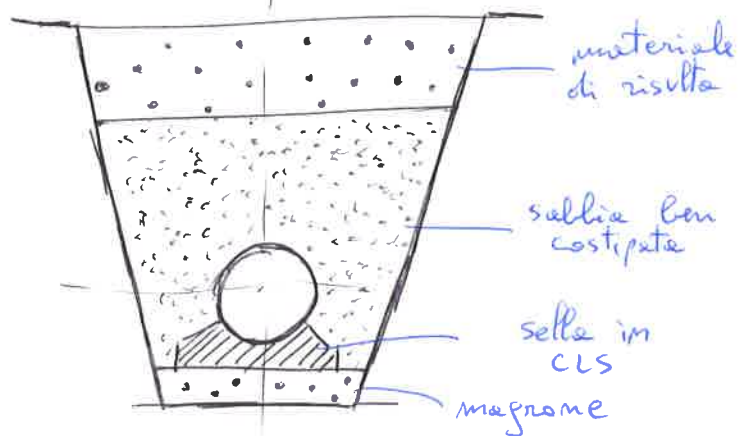
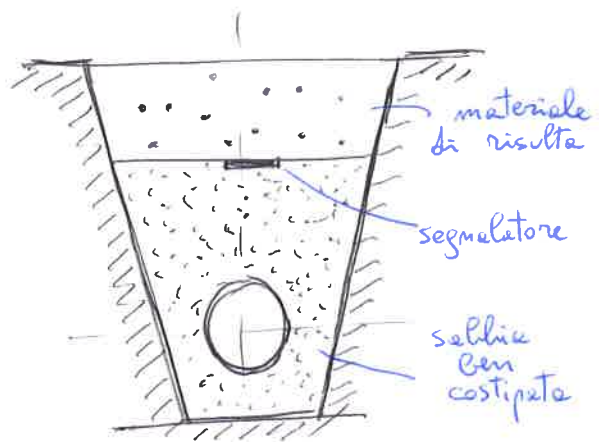
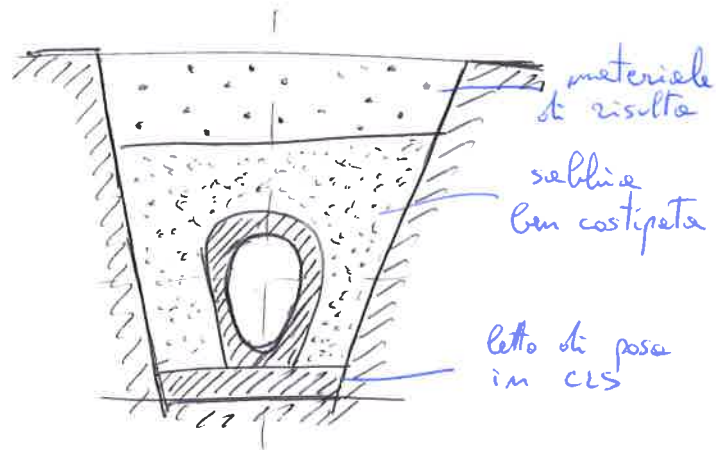
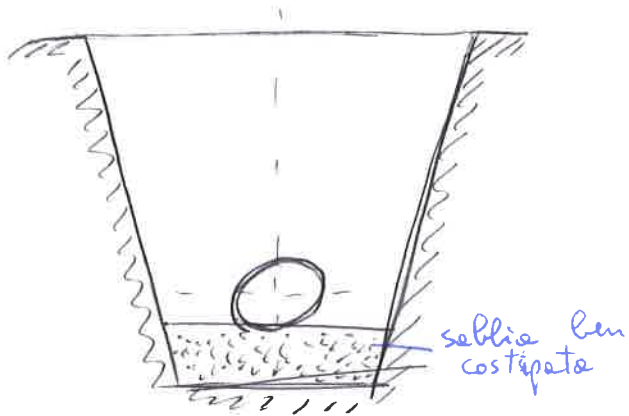
## 3) Pozzetto ispezione



## 4) cassetto stradale

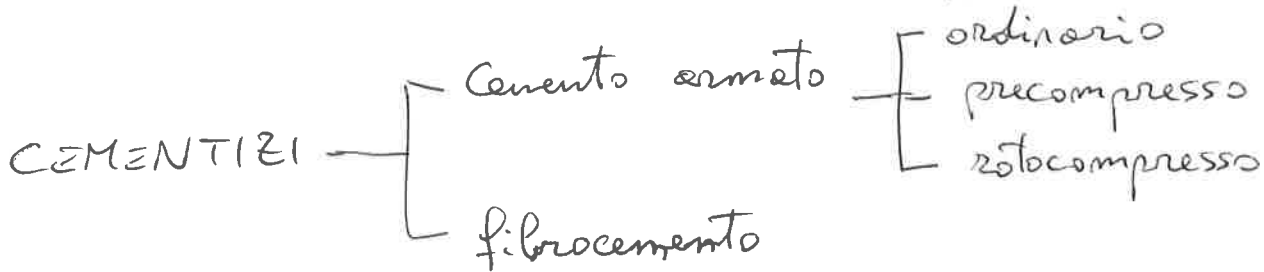
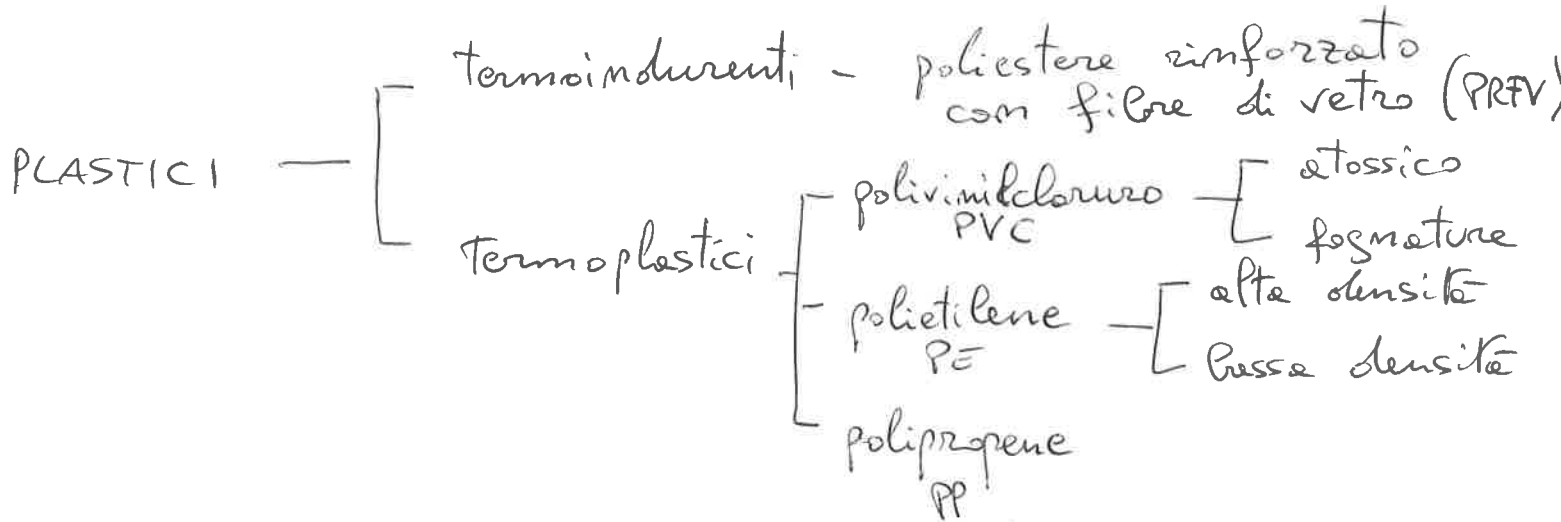


# 5) Poso in opera con scavo



# MATERIALI

## SCHEMA



CERAMICI - Grès

ACQUEDOTTI : metallici ~~e grès~~

FOGNA BIANCA : cementizi

FOGNA NERA : plastici

FOGNA MISTA : grès

# METALLICI

## GHISA

- LAMELLARE per i chiusini, fragile ed eterogenea, formazione di lamelle corte che direzionano le rotture
- SFEROIDALE con aggiunta di magnesio (0,03%) per tubazioni

mi

Proprietà (G. sferoidale):

- elevata resistenza a trazione e compressione
- buona resistenza agli urti
- alto limite elastico
- facilità di fusione
- resistenza all'abrasione e a fatica
- lavorabilità

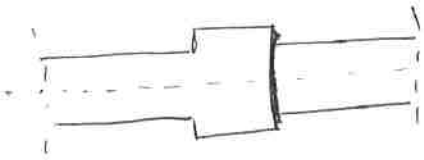
Rivestimento

[	interno: malta cementizia
	esterno: leghe attive

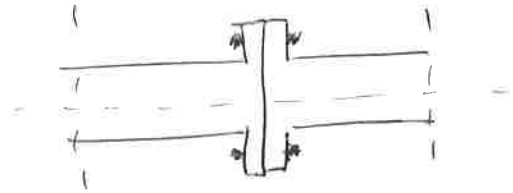
- protezione interna contro l'aggressività dei fluidi
- miglioramento caratteristiche idrauliche
- protezione esterna contro l'aggressività del suolo
- salvaguardia della qualità dell'acqua.

Giunzioni:

bicchiere



flangia



## ACCIAIO

- LINGOTTI per tubi senza saldatura finta a caldo
- NASTRI per tubi saldati finta a freddo

Vantaggi dalla ghisa

- minor costo
- maggiore resistenza meccanica
- maggiori leggerezza e lunghezza

Svantaggi delle ghisse:

- corrosione rispetto alle acque e ai terreni

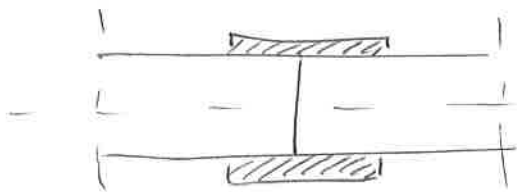
~~Decorazione~~

Rivestimento

interno: bituminosi, epossidici, cementizi  
esterno: normali o pesanti

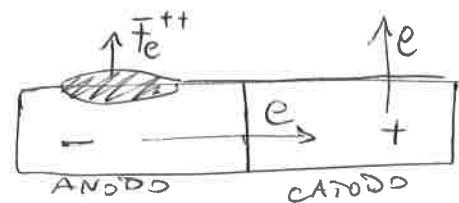
- protezione interna contro l'aggressività dei fluidi
- miglioramento delle caratteristiche idrauliche
- protezione esterna contro l'aggressività del suolo
- salvaguardia della qualità dell'acqua

Giuntioni: saldate, manicotto saldato o filettato



### \* Corrosione

fenomeno elettrochimico di alterazione superficiale o profonda della superficie dei corpi metallici che ne altera le proprietà meccaniche.



Protezione attiva: abbassa il potenziale della condotta rendendola più negativo di un valore soglia rispetto all'ambiente aggressivo in cui è immerso. La riduzione viene ottenuta facendo circolare corrente continua dall'ambiente alla condotta. Sotto il valore soglia di immunità di potenziale, tutta la struttura è catodo ed ~~è~~ è immune.

# PLASTICI

- TERMOINDURENTI, costituiti da polimeri intrecciati ottenuti da reazioni chimiche indotte da catalizzatori, non sono nuovamente modellabili (PRFV).
- TERMOPLASTICI, costituiti da polimeri lineari o ramificati, sono modellabili al calore e induriscono se raffreddati (PE, PP, PVC).

## Vantaggi:

- basso costo di produzione e trasporto
- leggerezza
- scabrezza nulla ed invariabile
- nessuna corrosione

## Svantaggi:

- elevata deformabilità
- bassa resistenza meccanica con deperimento
- sensibilità alle temperature

## Giunzioni:

- PE → saldatura di teste o in bicchiere, a manicotto saldato o filettato, a collare
- PP
- PVC
- PRFV → a bicchiere o a manicotto incollati chimicamente



# CEMENTI E I

- CEMENTO ARMATO, con processo di centrifugazione, sensibili al colpo d'ariete per manovre idrauliche.
- FIBROCEMENTO, impasto di cemento e fibre, non si possono produrre pezzi particolari; il cemento può variare in base alle quantità di acqua.

## Vantaggi:

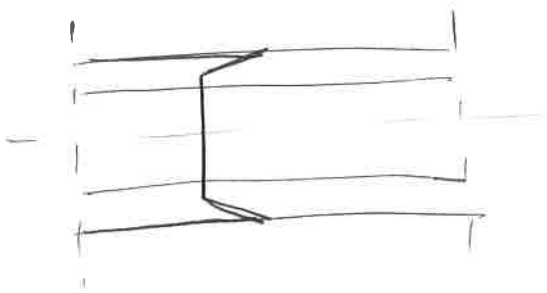
- bassi costi di produzione
- resistenza alla corrosione
- producibile in cantiere
- grandi diametri

## Svantaggi:

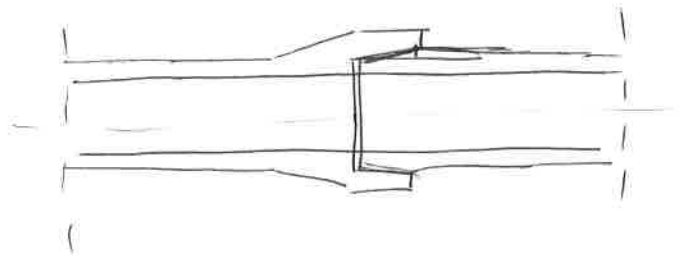
- bassa resistenza meccanica
- fessurazione del CLS

## Giunzioni:

maschio e femmine



lucchiere



## CERAMICI

- GRÉS, utilizzato esclusivamente nelle fognature, prodotto dalla cottura dell'argilla.

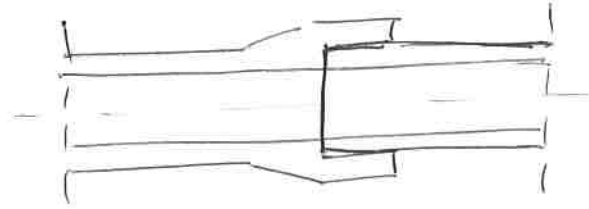
### Vantaggi:

- resistenza alla corrosione
- bassa scabrezza per superficie interna vetrificata

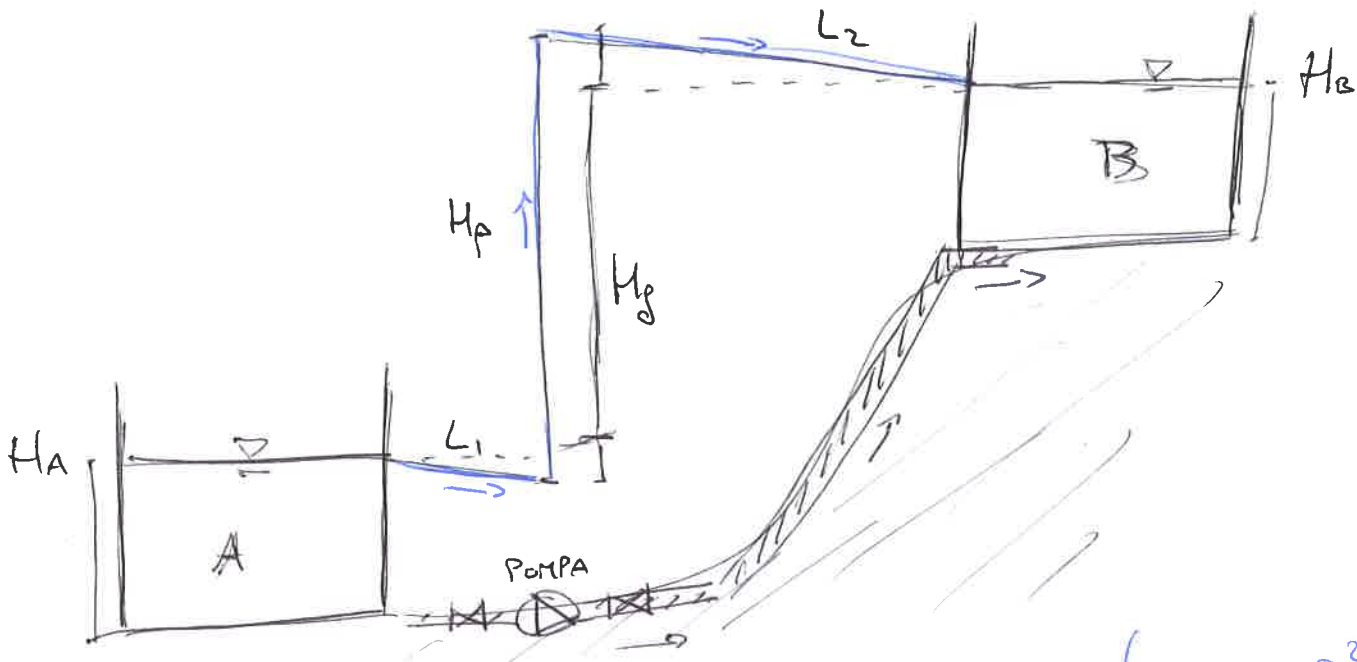
### Svantaggi:

- fragilità

### Giunzioni: a picchiere



# PROGETTO ACQUEDOTTO ADDUZIONI



$H_g = H_B - H_A$  altezze geodetiche

$H_p = H_g + L_1 i_{e1} + L_2 i_{e2}$

$H_p = A + BQ + CQ^2$

$i_{e1} = \frac{Q^2}{K_{s1}^2 \cdot A_1^2 \cdot R_1^{4/3}}$

$= \frac{10,28 \cdot Q^2}{K_{s1}^2 \cdot D_1^{5,33}}$

$i_{e2} = \frac{Q^2}{K_{s2}^2 \cdot A_2^2 \cdot R_2^{4/3}}$

$= \frac{10,28 \cdot Q^2}{K_{s2}^2 \cdot D_2^{5,33}}$

$D_{teo} = \left( \frac{10,28 Q^2 L}{K_s^2 \Delta H} \right)^{\frac{1}{5,33}}$   
 $\hookrightarrow D_{comm}$

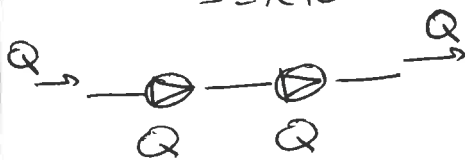
} prevalenza della pompa

} cadente piezometrica (perdite sull'unità di lunghezza)

\* Portata in condotta  $Q = K_s \cdot A \cdot \sqrt[3]{R^{2/3}}$

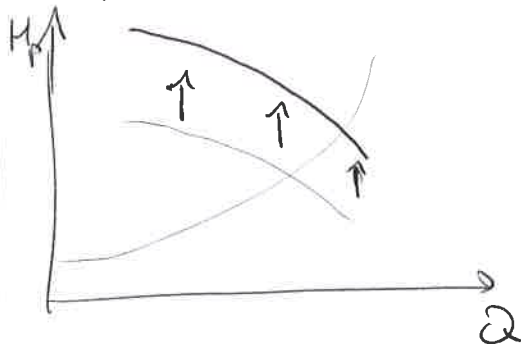
pompaggio

SERIE

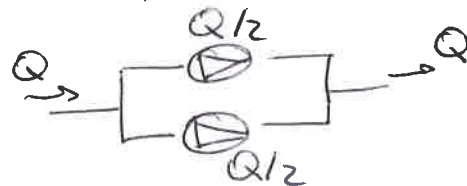


prevalenze

$H_p = 2(A + BQ + CQ^2)$



PARALLELO



$H_p = A + B \frac{Q}{2} + C \frac{Q^2}{4}$

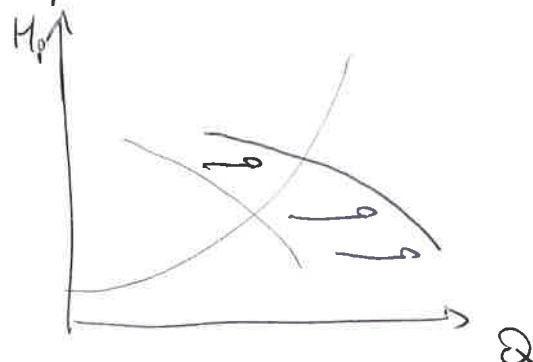
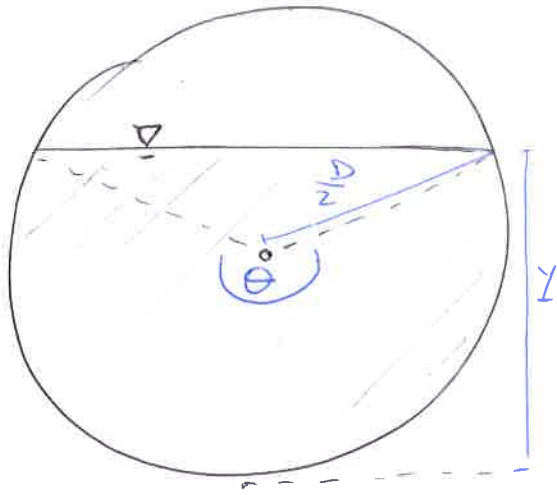


grafico caratteristico

# PROGETTO FOGNATURA COLLETTORE



Vincolo tensione per autopulizia

$$T_{min} = \rho g \cdot y \cdot R_H \geq 2 P_0$$

$$R_H = \frac{A}{B} \quad \text{raggio idraulico}$$

$$A = \frac{D^2}{4} \frac{\theta - \sin\theta}{2} \quad \text{sezione acqua}$$

$$B = \frac{\theta D}{2} \quad \text{contorno bagnato}$$

$$\rightarrow R_H = \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{\sin\theta}{\theta} \right)$$

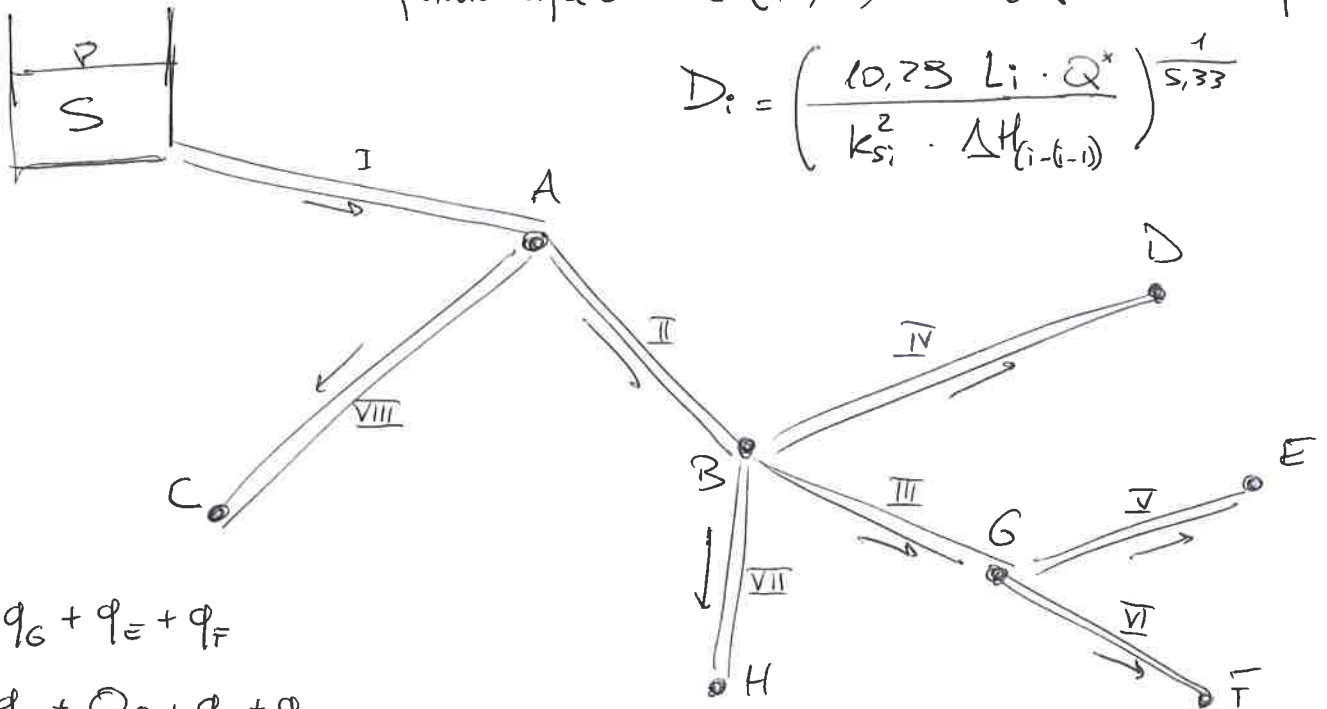
$$\textcircled{*} G = \frac{y}{D} \quad \text{grado di riempimento} = \frac{1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)}{2}$$

$\rightarrow \sim 0,7$  acqua bianca  
 $\rightarrow \sim 0,5$  acqua nera

! velocità massima 2 m/s

## DISTRIBUZIONE, MAGLIA APERTA

punto sfavorevole (E, F) (Q note ai punti)



$$D_i = \left( \frac{10,73 L_i \cdot Q^*}{K_{si}^2 \cdot \Delta H_{(i-i-1)}} \right)^{\frac{1}{5,33}}$$

$$Q_G = q_G + q_E + q_F$$

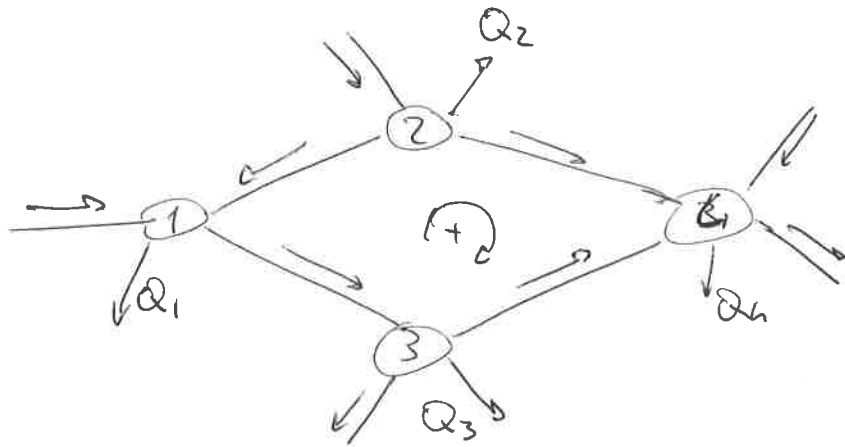
$$Q_B = q_B + Q_G + q_D + q_H$$

$$Q_A = q_A + q_C + Q_B$$

$$S = Q_A$$

# HARDY-CROSS

1. equazione di continuità  $\sum q_{in} = \sum q_{out} + Q_i$   
 2. equazioni delle maglie  $\sum \pm L_j \cdot \dot{V}_j = \sum \pm L_j \cdot k_j \frac{q_j^\alpha}{D_j^\alpha} = \sum \pm r_j \cdot q_j^\alpha = 0$



determinazione iniziale di un insieme di portate circolanti di primo tentativo che soddisfi la continuità ai nodi. È necessario introdurre una correzione costante per le portate

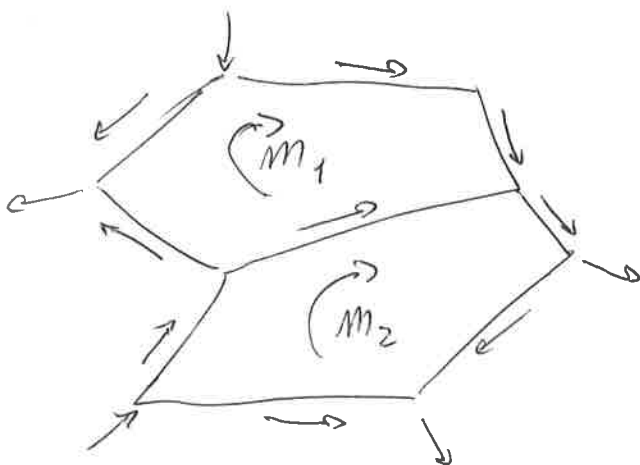
$$\sum \pm r_j \cdot (q_{0j} + \Delta q)^\alpha = 0$$

Sviluppo in serie del primo ordine:

$$\Delta q = - \frac{\sum_j \pm r_j \cdot |q_j^{(1)}|^\alpha}{\alpha \cdot \sum_j r_j \cdot |q_j^{(1)}|^{\alpha-1}} = - \frac{\sum_j r_j \cdot q_j^{(1)} \cdot |q_j^{(1)}|^{\alpha-1}}{\alpha \sum_j r_j \cdot |q_j^{(1)}|^{\alpha-1}} \quad (\text{in genere } \alpha=2)$$

quindi  $\Delta q$  è diversa da zero, ma non coincide con quella finale. I valori delle portate saranno corretti per iterazioni fino a valori trascurabili di  $|\Delta q|$ .  $q_i^{(2)} = q_i^{(1)} + \Delta q^{(1)}$

⚠ Per più maglie, il processo è preso singolarmente con "m" correzioni  $\Delta q_m$ , badando al giusto segno delle portate in una condotta comune.



# TODINI e PILATI

Le procedure, a seguito di una prima verifica idraulica convenzionale di tipo DDA (Demand-Driven Analysis), ripete il calcolo di verifica fissando  $H_j = H_j^*$  in tutti i nodi nei quali al primo calcolo risulta  $H_j \leq H_j^*$ . Le portate  $Q_j$  risultanti da questo secondo calcolo sono assunte come effettivamente erogate, purché non maggiori di  $Q_{rj}$  (se  $Q_j > Q_{rj}$  si assume  $Q_j = Q_{rj}$ ) e non negative (se  $Q_j < 0$  si assume  $Q_j = 0$ ).

Ci si basa sul presupposto che, nei nodi con pressione insufficiente a garantire la domanda, l'utente preleva tutta la portata che la rete è in grado di fornire indipendentemente da qualsiasi relazione di legame  $Q = f(H)$ .

⚠ Se  $H_j^*$  viene assunto prossimo a  $H_{rj}$ , la portata di calcolo  $Q_j$  potrebbe risultare più piccola rispetto a quella che l'utente può prelevare con il carico fissato; allora il sistema tende a riequilibrarsi con un abbassamento del carico al nodo e un aumento della portata fornita dalla rete, determinando una situazione reale diversa da quella calcolata.

Se  $H_j^*$  viene assunto prossimo a  $z_j$ , la portata di calcolo  $Q_j$  potrebbe risultare più grande di quella ~~reale~~ che l'utente può prelevare con il carico fissato; allora il sistema deve riequilibrarsi aumentando il carico al nodo e diminuendo la portata fornita dalla rete.

$$\begin{cases} \text{equazione continuità ai nodi} \\ \text{equazione del moto ai lati} \\ \text{legame } Q_j = f(H_j) \end{cases}$$

## → PASSAGGI PROCEDIMENTO ITERATIVO

1. Si impone che in ogni modo le portate erogate coincidano con le portate richieste  $Q_j \equiv Q_{rj}$ .
2. Si verifica la rete con un calcolo convenzionale di tipo DDA e si ottengono i carichi piezometrici  $H_j$ .
3. Sulla base dei carichi piezometrici ottenuti al passo precedente, si calcolano le portate  $Q_{cj}$  con essi compatibili, utilizzando le relazioni di legame

$$\begin{cases} \alpha_j = 1 & \text{per } H_j \geq H_{rj} \\ \alpha_j = 0 & \text{per } H_j \leq H_{j\min} \\ \alpha_j = \left( \frac{H_j - H_{j\min}}{H_{rj} - H_{j\min}} \right)^{1/3} & \text{per } H_{j\min} < H_j < H_{rj} \end{cases}$$

Per ogni modo si valuta la differenza ( $I$  = iterazione)

$$\Delta Q_j = Q_{cj}^I - Q_j^I$$

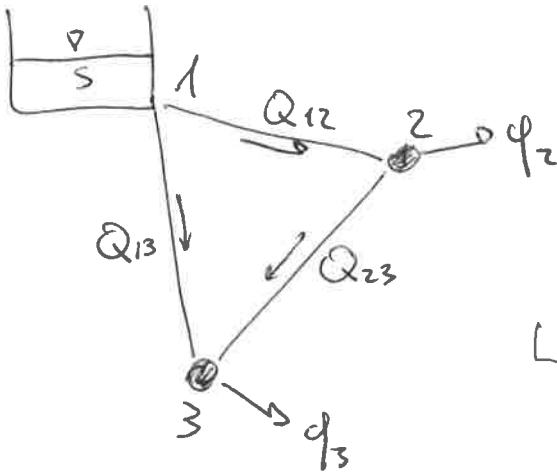
4. Per ogni modo, si corregge la portata erogata, posta a base del calcolo di verifica, con la relazione  $Q_j^{I+1} = Q_j^I + p \cdot \Delta Q_j$  nella quale  $\Delta Q_j$  va assunto con il segno derivante dalla  $Q_{cj}^I - Q_j^I$  e "p" rappresenta un coefficiente di peso della correzione ( $0 < p \leq 1$ ).  
Con la nuova configurazione delle portate si ritorna al punto (2).

5. La procedura si arresta quando per ogni modo il valore della correzione  $\Delta Q_j$  scende sotto un valore fissato di tolleranza.

ESEMPIO rete 2 modi + serbatoio

$$\begin{cases} \text{condotte} = 3 \\ \text{modi} = 3 \end{cases}$$

$$\text{equazioni} = \text{cond} + (\text{modi} - 1) = 5$$



$$\left. \begin{cases} H_1 - H_2 - r_{12} | Q_{12} | Q_{12} = 0 \\ H_2 - H_3 - r_{23} | Q_{23} | Q_{23} = 0 \\ H_1 - H_3 - r_{13} | Q_{13} | Q_{13} = 0 \end{cases} \right\} \text{moto}$$
$$\left. \begin{cases} Q_{12} - Q_{23} - q_2 = 0 \\ Q_{13} + Q_{23} - q_3 = 0 \end{cases} \right\} \text{contin.}$$

Lo sistema algebrico non-lineare,  
metodi iterativi



## + METODO CINEMATICO

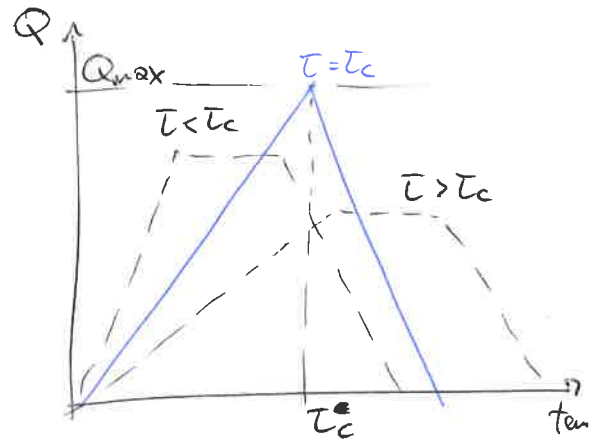
Assegnate la precipitazione di riferimento e definite le caratteristiche del bacino, da modo di calcolare le portate che defluiscono nelle varie sezioni del bacino. Se in un bacino di superficie  $S$  cade, per una durata di pioggia  $\tau$ , un' altezza di pioggia  $h$ , solo una frazione  $\varphi$  del volume meteorico  $S \cdot h$  risulta efficace al deflusso. Il valore della portata media efficace  $\bar{Q}$ , essendo  $\tau_c$  il ritardo di corivazione, vale

$$\bar{Q} = \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{(\tau + \tau_c)}$$

Nel caso in cui la durata dell'evento sia inferiore al ritardo di corivazione ( $\tau \leq \tau_c$ ) il valore massimo è raggiunto prima che tutto il bacino possa aver contribuito alla formazione della piena. Le ipotesi su cui sono basati i semplici sviluppi analitici sono:

- intensità di precipitazione non varia nel tempo e nello spazio  $i = \frac{h}{\tau} = a \tau^{n-1}$ ;
- si assume nullo il tempo impiegato dalla particella d'acqua a raggiungere la sezione del canale.

L'idrogramma di piena ha forma trapezia con fase di crescita e di decrescita di durata pari al tempo di pioggia  $\tau'$ : il valore massimo della portata si mantiene per un tempo  $\tau_c - \tau'$ .



Il volume defluente nel tempo  $\tau_c + \tau'$  è dato da:

$$\varphi S h = \frac{1}{2} [(\tau_c - \tau') + (\tau_c + \tau')] Q_{max} = \tau_c Q_{max}$$

quindi la portata al colmo per  $\tau' \leq \tau_c$  è:

$$Q_{max} = \varphi \frac{S h}{\tau_c} \quad \text{essendo } h = a \tau'^n$$

Se la superficie  $S$  è data in  $\text{km}^2$ ,  $h$  in  $\text{m}$  e  $\tau_c$  in ore,

si ha:  $Q_{\max} = \varphi \frac{10^6 S \cdot h}{3600 \tau_c} = 278 \varphi \frac{Sh}{\tau_c} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$

Il contributo specifico di piena  $u = \frac{Q_{\max}}{S}$  è detto coefficiente idrometrico ed è solitamente dato in  $\frac{\text{L}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$ .

L'ordine di grandezza di  $u$  dipende dall'estensione del bacino da  $15 \div 30 \frac{\text{L}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$  (fogge arboree) a  $300 \frac{\text{L}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$  (sottopessici stradali). Per maggiori estensioni  $1,5 \div 3 \frac{\text{L}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$ .

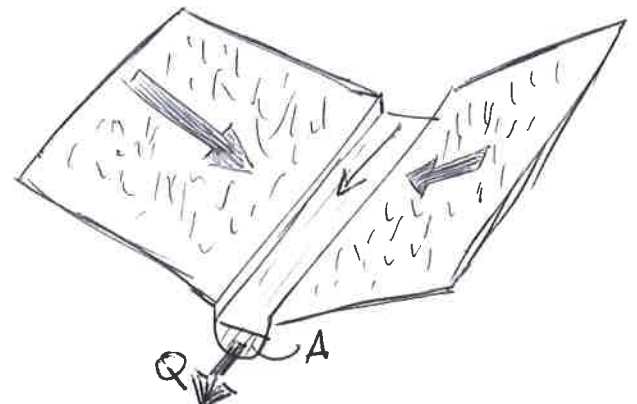
I valori di  $\varphi$  più piccoli sono da adottarsi per superfici pianeggianti e terreni permeabili, quelli più elevati per superfici pendenti e terreni impermeabili. Nel caso frequente che la superficie  $S$  sia composta da più superficie  $S_i$ , con ognuna  $\varphi_i$ , il coefficiente medio ponderale  $\bar{\varphi}$  per l'intera area vale  $\bar{\varphi} = \frac{\sum \varphi_i S_i}{\sum S_i}$ .

Varie formule empiriche sono state proposte per il calcolo di  $\tau_c$ . Un orientamento ~~infondato~~ è quello di calcolare il ritardo  $\tau_c$  come rapporto tra la lunghezza del ramo principale e una velocità di riferimento  $\tau_c = \frac{L}{v}$  con  $v = 0,5 \div 1$  volte la velocità del collettore al massimo grado di riempimento.

### METODO DELL'INVASO

Tra il ~~metodo~~ problema del moto vero in modo semplificato; assegnando all'equazione del moto uniforme, assumendo l'equazione dei serbatoi per simulare l'effetto dell'invaso.

La superficie scolante  $S$  sia solcata da un collettore avente sezione d'area  $A$  e pendenze  $i$ .



Se si fissa l'attenzione su una pioggia di durata  $\tau$  assegnata, assunte la costanza dell'intensità nella durata stessa e nella distribuzione spaziale all'interno del bacino, si può calcolare l'intensità media  $j = \frac{h}{\tau} = a \tau^{n-1}$ ; e, noto il coefficiente di deflusso  $\varphi$ , il volume che affluisce al canale durante il tempo  $dt$ :  $\varphi j S dt = p dt$ , avendo posto  $p = \varphi j S$ . Indicate con  $Q$  la portata che defluisce attraverso la sezione del canale che sottende la superficie  $S$  e con  $dV$  la variazione del volume invaso a monte della sezione, la condizione di continuità è espressa

$$p - Q = \frac{dV}{dt} \quad \text{per } t \leq \tau; \quad -Q = \frac{dV}{dt} \quad \text{per } t > \tau$$

La prima, con aggiunta dell'equazione del moto, fornisce una relazione tra  $Q$  e  $t$ : dà modo di calcolare il tempo necessario affinché la portata  $Q_1$  assuma il valore  $Q_2$ ; e il tempo  $t_r$  di riempimento del canale per passare. Dal confronto tra  $\tau$  e  $t_r$  si traggono giudizi sulle dimensioni del canale: sufficiente se  $t_r \leq \tau$ , esuberante se  $t_r > \tau$  e corretto se  $t_r = \tau$ .

L'equazione del moto è  $\frac{\partial V}{\partial s} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial s} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} - i + \frac{v^2}{k_s^2 R_H^{4/3}} = 0$

Assumendo che il fenomeno sia a lenta evoluzione nel rapporto col tempo e con lo spazio, il moto vario è descritto da una successione di stati di moto uniforme:

$$V = k_s R_H^{2/3} \sqrt{i} \quad // \quad Q = AV = A k_s R_H^{2/3} \sqrt{i} = c A^\alpha$$

Quindi il volume  $V$  deve essere espresso in funzione della variabile  $Q$ . Si assume come ipotesi del moto uniforme che il volume  $V$  sia linearmente legato all'area  $A$  della sezione liquida.

$$\frac{V}{V_{\max}} = \frac{A}{A_{\max}}$$

Se  $Q_0$  è la portata massima del canale si ha:

$$Q_0 = C A_{\max}^\alpha$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \left( \frac{A}{A_{\max}} \right)^\alpha$$

$$V = V_{\max} \left( \frac{Q}{Q_0} \right)^{1/\alpha}$$

Pertanto per  $t \leq T$  vale  $P - Q = \frac{V_{\max} Q^{(1-\alpha)/\alpha}}{\alpha Q_0^{1/\alpha}} \frac{dQ}{dt}$  oppure

l'equivalente

$$dt = \frac{V_{\max}}{\alpha Q_0^{1/\alpha}} \cdot \frac{Q^{(1-\alpha)/\alpha}}{P - Q} dQ$$